

## Die Hängebrücke für Eisenbahnen.

(Mit Zeichnungen auf Blatt Nr. 24 bis 27.)

Schon lange hat sich der vorwärtstrebende Theil der Ingenieurwelt die Aufgabe gestellt, die Kettenbrücken derart zu versteifen, dass sie, was durch ihre Beweglichkeit bisher unmöglich war, für den Verkehr von Eisenbahnzügen brauchbar würden. Dieses Streben wurde meist von anderer Seite als lächerlich und unerreichbar bezeichnet, und noch im Jahre 1857, wo an die Verwaltungen des deutschen Eisenbahnvereins eine Rundfrage über die Anwendbarkeit der Hängebrücken für Eisenbahnen erlassen wurde, hat sich keine einzige Stimme entschieden für dieselbe ausgesprochen, und es wurde die Möglichkeit überhaupt verneint, eine solche Brücke billiger herzustellen, als eine Balken- oder Bogen-Brücke, da die Versteifung der beweglichen Bolzenkette einen unverhältnissmässigen Materialaufwand erfordern würde, ohne dass überdiess je eine gleiche Vereigenschaftung wie bei den andern Systemen erreicht werden könne. Oesterreichische Ingenieure, namentlich der k. k. technische Rath Hr. Riemer, früher in Gratz, dessen Vorschlag zur Versteifung der Kettenbrücke als eine gediegene und sehr werthvolle Arbeit gerühmt werden muss, hatten durch ihre Projecte die Veranlassung zu obiger Rundfrage gegeben. Mit ihnen, und dem Kettenprojecte einer Rheinbrücke in Cöln wurde auch, mit mehr oder weniger Grund, der Beweis für die Verneinung geführt.

War damit wirklich für alle Zukunft abgesprochen? Wir glauben — nein! Stellt sich doch schon, stolz als berechtigte Gegnerin dieser Ansicht, die Niagarabrücke auf, die freilich keinen Anhang finden wird, da man nicht überall ungenirt der Spinne gleich seine Ankerfäden zur Erde senken kann, wie es dort zur Fixirung der Brücke nachträglich geschehen ist.

Oesterreich aber hat die Sache augenscheinlich auf Ambition genommen; denn vornehmlich österreichische Ingenieure wetteifern auch seither noch in der Versteifung der Kettenbrücken miteinander fort, und das Resultat davon ist, dass dieser Boden der Zukunft denn doch noch urbar gemacht werden wird. Die Regierung in Oesterreich unterstützt hochherzig das Streben ihrer Ingenieure, indem sie neuester Zeit die Ausführung einer solchen versteiften Kettenbrücke an einer Stelle genehmigt hat, wo das möglicherweise nöthigwerdende Langsamfahren ohnedem Bedingung ist, nemlich für die Verbindungsbahn über den Donaucanal in Wien.

Es ist solche Unterstützung nicht hoch genug zu schätzen und zu rühmen. Würde ähnliches Entgegenkommen dem deutschen Ingenieur reichlicher und allgemeiner zu Theil, von Regierung und Privaten, so würde sein angeborenes Genie bald den angewöhnten Conservatismus in technischen Dingen durchbrechen, und nicht länger würde der ganze Stolz bloss in der kritischen Blumenlese, Aneignung und allenfalls Vervollkommnung fremdländischer Fortschritte und Erfahrungen gefunden werden müssen. Es würde der Deutsche gewiss, wie überhaupt in allen geistigen Dingen, so auch in allen Zweigen der Technik den Vortritt erringen.

Nichts kann leichter im Stande sein, etwaige übertriebene Erwartungen auf ihr richtiges Maass zurückzuführen, als

eben die wirkliche practische Erfahrung, während anderseits der einmal gewonnene und adoptirte Fortschritt ein Weiterbauen auf reellem Boden gestattet, und im Stande ist, die Macht der Fantasie zu dämpfen, die schon manches Unheil angerichtet, und erst jüngst in Zeitschrift und Broschüre die erhabenen Worte sprechen liess: „Alles Ernstes beabsichtige ich nichts Geringeres mit meinen „Bogenförmigen Gitterbrücken mit Trägern von gleichem Widerstand“, als allen Holzbrücken, allen Steinbrücken, und bisherigen Eisenbrücken den Krieg zu erklären auf Leben und Tod.“ Da das von dem k. k. Ministerium zur Ausführung decretirte Project des verdienstvollen, namentlich auf dem Gebiet der Kettenbrücken rühmlichst bekannten k. k. Oberinspectors Schnirch den reellen Boden gesunder practischer Anschauung und Erfahrung durchaus innehält, und in der hier behandelten Frage der Versteifung der Hängebrücken für Eisenbahnen gleich dem Riemer'schen Systeme einen hochzuschätzenden Fortschritt bezeichnet, so muss nur bedauert werden, dass diese sogenannten „Bogenförmigen Gitterbrücken“ der älteren Schnirch'schen Kettenbrücke äusserlich so ähnlich sehen, während wie Theoreme und Gewichtsresultate zeigen, der fantastische Standpunct der „Bogenförmigen Gitterbrücken“ hoch über dem reellen Boden der Schnirch'schen Construction eingenommen wurde.

Hievon abgesehen, ist es nun eine merkwürdige Thatsache, dass alle bisherigen Bemühungen, eine Starrheit der Hängebrücke herzustellen, diess nicht zunächst an dem Hängband selbst durch Beseitigung seiner Charniere, und dann durch die Hinzuziehung der Brückenbahn, die sich ja vollkommen zur Aufnahme von Horizontalkräften eignet, versucht haben. Der Begriff „Hängebrücke“ wurde von dem Begriff „Kettenbrücke“ nicht getrennt.

Einmal aber die Charniere aus der Kette entfernt, und ein continuirliches vernietetes Hängband substituirt, — so fällt es wie Schuppen von den Augen —, denn jetzt haben wir das an und für sich schon weit unbeweglichere Hängband, das in seiner Form gegenüber einer verstreuten Doppelkette (System Schnirch) ungefähr dasselbe ist, was ein Blechbalken gegenüber dem Gitterbalken, nur mehr angemessen gegen ein ausser demselben liegendes horizontales Spannband, die Brückenbahn, zu verstreben, — alles wie bei Balken- und Bogen-Brücken mittelst Vernietung am solidesten und einfachsten erreichbar, — so ist die vollkommen steife Hängebrücke fertig, die sich ebenso jeglicher Deformation widersetzt, wie der ganz mit der Hängeconstruction identische und practisch längst erprobte Bogen, welchen seinerseits mittelst Bolzenverbindung herzustellen, Niemanden einfallen wird.

Eine solche Hängebrücke legen wir hiemit dem technischen und nichttechnischen Publicum vor. (Blatt Nr. 24 bis 27). Wir haben sie zur Fernhaltung jeglicher Täuschung, auf eine unten folgende elementarmechanische Theorie und Kräftezerlegung basirt, welche in ihrer Einfachheit und Verständlichkeit geeignet sein dürfte, das, um was es sich handelt, aufs Klarste zum Bewusstsein Jedermanns zu bringen, wir meinen den Kraftaufwand, welcher erforderlich ist, um der Deformation einer polygonen Kette bei örtlicher Belastung entgegen zu wirken. Es ist die-

selbe Entwicklung, wie sie den Bogenbrücken von Maubeuge und Szegedin zu Grunde liegt, und deren Autor der geistreiche Ingenieur Maniel, der dormalige Generaldirector der österreichischen Staatseisenbahngesellschaft, ist. Dort ist von der Zerlegung der Kräfte im Seilpolygon ausgegangen, und musste der Satz aufgestellt werden: Was hier für das Seilpolygon gilt, muss auch für das zum Bogen umgekehrte Seilpolygon gelten, wobei nur die fixen Aufhängepunkte des Fadens in die festen Stützpunkte des Bogens übergehen. Diesen Rückschluss unterlassen wir einfach. Unsere Theorie also setzt, trotzdem wir die Charniere aus der Construction entfernt haben, dennoch solche voraus, und unsere Querschnitte werden nach den Resultaten dieser Voraussetzung bestimmt, so dass dasselbe Verstrebungssystem auch bei Beibehaltung der Bolzenkette zu ihrer Versteifung hinreichen müsste: wir gehen somit in der Versteifung über das unumgänglich Nothwendige hinaus, aber man darf ja, soll ein Werk von Dauer sein, sich nicht gerade scharf an der Grenze des Möglichen halten, sondern muss eine Sicherheit, wie die hierin liegende, als willkommene Zugabe ergreifen. Genaue, gewissenhafte Durchführung in allen Details haben wir uns bei Bearbeitung unseres hier gegebenen Beispiels zur Aufgabe gestellt, um ganz genau das Maass desjenigen Vortheils zu bestimmen, welchen Hängebrücken, wenn sie für Eisenbahnzwecke versteift werden müssen, überhaupt gegenüber anderen Systemen zu gewähren im Stande sind. Dieser Vortheil ist bei einer einzigen Oeffnung wie die unseres Beispiels, wozu wir des Vergleichs mit vorhandenen Projecten von Ketten- und Balken-Constructions halber die Verhältnisse der vorgenannten im Bau begriffenen Donaucanalbrücke von Wien gewählt haben, zwar wirklich vorhanden, aber nicht gar zu bedeutend. Bei gleicher Belastungsannahme der Brücke, bei gleicher Materialinanspruchnahme und gleichen Preisen sind die Kosten um circa  $\frac{1}{3}$  geringer, als für eine rationell construirte Gitterbrücke, nemlich Mauerwerk, Aufstellung, Bedielung, Geländer etc. mitinbegriffen 260,000 fl. gegen 290,000 fl. Unser Beispiel hat freilich für das Hängeband im Hinblick auf die Gleichartigkeit der Inanspruchnahme geringere Sicherheit, als für die andern wechselnd in Anspruch genommenen Theile, welche mit der sonst üblichen Sicherheit bemessen sind. Dafür ist in der oben angegebenen Summe von 260,000 fl. auch ein Betrag von 30000 fl. für die Ergänzung auf die einheitliche Vergleichsbasis schon zugeschlagen. Da die Steifigkeit unserer Construction keineswegs durch Verflachung des Aufhängwinkels, oder Verringerung des Pfeils der Hängcurve erreicht werden muss, vielmehr hievon unabhängig wenn auch nicht unbeeinflusst bleibt, so ist die Möglichkeit gegeben, im Materialquantum mit der scheinbar leichtern verstreuten Doppelkette, System Schnirch, und selbst mit der einfachen Kettenbrücke für Fahrbahnen in Concurrenz zu treten, weil mit Zunahme des Pfeils oder des Aufhängwinkels bekanntlich der Querschnitt des Hängbandes bedeutend abnimmt. Bei gewöhnlichen Fahrbrücken hat man aber dann bei gleichem Materialquantum die Steifigkeit voraus. Gewiss ein immenser Vortheil! Ferner: ein Blechbalken leistet gewiss mindestens dasselbe was ein Gitterbalken. Substituirt man also bloss unsere Blechbalken der als Gitterbalken zu betrachtenden verstreuten Doppelkette, so wären wir schon

mindestens bei derselben Steifigkeit angelangt wie im System Schnirch. Wir hätten aber das ganze Material der Gitterverstrebung zwischen den Ketten voraus. Denn die Doppelketten für sich müssen genau so viel Querschnitt haben wie unser blechbalkenförmiges Hängband, da die Streben nur verstreben, nicht tragen. Unser Hängband aber trägt mit jedem Atom seines Querschnitts und gibt die Steifigkeit umsonst.

Allein wir können uns damit nicht begnügen. Unsere Theorie selbst zeigt, dass mehr zu thun rathsam ist.

Anders als bei nur Einer Oeffnung verhält sich die Ersparniss bei einer Brücke von mehreren grossen Oeffnungen, wo das bei Einer Oeffnung bedeutend ins Gewicht fallende Eisen- und Mauer-Material der Verankerung nach Verhältniss der Zahl der Oeffnungen mehr verschwindet. Hier kann die Ersparniss gegenüber von Balkenbrücken  $\frac{1}{2}$  bis selbst  $\frac{2}{3}$  erreichen. Nie aber — die nichttechnische Welt möge sich nicht täuschen lassen — wird sie die Hälfte oder gar  $\frac{3}{4}$  erreichen können, ohne dass die Construction aus Mangel an genügender Sicherheit bei der Querschnittsbestimmung und aus Mangel an genügender Steifigkeit höchst gefahrdrohend wird.

Die Aufhängepunkte können wie bei gewöhnlichen Kettenbrücken aufgelagert sein; da hierin nichts Neues liegt, so übergehen wir diesen Punkt.

Das Verhältniss der Constructionslast zur zufälligen Last bestimmt die Grenze, bei welcher es rathsam wird, die Aufhängepunkte zu fixiren und die Steifigkeit der Pfeiler mit in Anspruch zu nehmen, um eine nachtheilige Wirkung der Belastung auf den Nachbarbogen zu vermeiden. Es könnte diess bei kleineren Spannweiten nöthig werden, für welche aber unser System überhaupt an Werth verliert. Die Temperaturwirkung geht im Pfeil des Bogens auf- und abwärts, welche Bewegung durch die Bogenform vorgezeichnet, und durch das Verhalten der bestehenden Bogenbrücken nachgewiesen ist.

Die Verankerung kann, wenn ein Vortheil darin erblickt werden sollte, aus der gegliederten Kette gebildet und wie gewöhnlich im Grund befestigt werden. Wir haben in unserem Beispiel die Verankerung in derselben Form gelassen wie das Hängband, wodurch ein sehr vollständiges Einmauern, grosse Fläche zur Quaderauf Lagerung und Steifigkeit in dem frei aufsteigenden Theil erzielt wird.

Die Aufstellungsweise unserer Construction ist nicht die der Kettenbrücken, sondern ist analog der der Balkenbrücken. Einzelne Theile, und namentlich die Vereinigung an den Aufhängepunkten, müssen an Ort und Stelle montirt werden. Alle sonstigen Operationen der Aufstellung sind unendlich vereinfacht durch die Stabilität des hängbogenförmigen Körpers, dessen Schwerpunkt so tief liegt. Die Aufstellung ist aus diesem Grund verhältnissmässig leichter und einfacher als bei Bogenbrücken und steht in gleicher Linie mit der der Balkenbrücken.

Es wird immer Sache der Bestimmung für den speciellen Fall sein, ob eine Balkenbrücke, — deren Ausbildung anerkanntermaassen auf einen hohen Grad von Vollkommenheit gebracht ist, — eine Bogenbrücke, eine Hängebrücke, oder eine solche aus combinirtem System den Vorzug verdient. Wir glauben aber, es dahin gebracht zu haben, dass bei solchen Vergleichen künftighin die Hängebrückenconstruction nicht mehr ausgeschlossen bleibt.

Es darf noch bei der Identität unserer Hängeconstruction mit dem Bogen darauf hingewiesen werden, dass sie in Beziehung auf Materialverbrauch sich doch weit günstiger selbst als der Bogen stellt. Abgesehen von der auch weniger in Betracht kommenden günstigeren Inanspruchnahme des Schmiede Eisens auf Zug statt auf Druck, bedarf die Hängebrücke, deren Schwerpunkt ganz nach unten in die Höhe der Brückenbahn fällt, nur einer gut horizontal verstreuten Brückenbahn und bei hohen Aufhängepunkten einer oberen Querverbindung, die von den Aufhängpunkten aus soweit als möglich im Hängbogen herab sich fortsetzen kann, um völlig gewappnet gegen seitliche Fahr- und Sturm-Wirkungen zu sein, während der Bogen mit dem Schwerpunkt oben nur durch ausnehmend gute Querverbindung mit seinen Nachbarbögen sich zu einem förmlichen Eisengewölbe vereinigt.

Die Anordnung der Verstrebung zwischen Hängband und Brückenbahn betreffend, so hat man darin natürlich freie Wahl. Keine andere Anordnung dürfte aber gleich einfach und practisch für Rechnung und Ausführung sein, die Kräftewirkung ebenso klar widerspiegeln, als die in unserem Beispiel gegebene. Die für dasselbe gewählte Profilirung und Anordnung der Verstrebung ist, modificirt, dieselbe wie bei den Bogenbrücken von Maubeuge und Szegedin, bei welch' beiden sie sich so vollkommen und undeformirbar gezeigt hat, dass bei letzterer Brücke sogar die Zusammenziehung oder Verkürzung der Bogenöffnung in Folge eingetretener Kälte ein Entfernen des Bogenfusses von dem Widerlagsschuh des Landpfeilers derart zur Folge hatte, dass man zwischen Schuh und Bogenfuss durchsehen konnte, und der Bogen nur mehr auf der unten vortretenden Rippe des Lagerschuhs aufsass, statt Seitenschub also nur einfach verticalen Druck ausübend. Es wird bemerkt, dass dort durch Nachkeilen am Bogenfuss der Wiederkehr solch gefährlichen Experimentes vorgebeugt wurde.

Brücken kleinerer Spannung lassen wesentliche Vereinfachung zu, indem Hängband und unteres Längsband in der einfachen T-Form gebildet, die Hängsäulen und Streben aus T-Eisen je doppelt die Verticalbleche von Hängband und Spannband umfassend und an dieselben vernietet dargestellt werden können.

Dass das Hängband auch ganz oder theilweise unter die Brückenbahn gelegt werden kann, wo dann ersteren Falls die Form der des fischbauchförmigen Trägers gleich wird, versteht sich von selbst. In der Fischbauchform liegt der Berührungspunct zwischen Hängbrücke und Trägerbrücke, der im Grossen auch schon in den Brunel'schen Brücken und der Pauli'schen Brücke zu Grosshesselohe ausgesprochen ist.

Wir haben bei der Detailbildung unserer Construction ferner im Auge gehabt eine möglichst practische und öconomische Vereinfachung der Anfertigung. Es kommen keinerlei nach Form und Grösse aussergewöhnliche Eisensorten vor. Die ganze Construction kann mit der Leichtigkeit und Einfachheit gewöhnlicher kleiner Blechbrücken in einzelnen Theilen in einer Fabrik angefertigt, provisorisch zusammengepasst, wieder zerlegt, und an Ort und Stelle erst definitiv zum Bogen zusammengesetzt werden, welcher als Ganzes dann aufgerichtet und vollends an seinen Platz gerückt wird. Bei geringer

Höhenlage geschieht diess auf Gerüsten, bei grosser durch Hebung, ähnlich dem Vorgang bei der Britanniabrücke.

Was unsere Construction noch auszeichnen dürfte, ist die Schönheit. Die geometrische Zeichnung ist es nicht gerade, die diess sofort zur Ueberzeugung werden lassen wird. Aber einmal ist die Bogenform die unbestritten schönere, als die geradlinige Form der Balken- und Röhren-Brücken, und zweitens vermeidet unsere Construction einen ästhetischen Fehler der gewöhnlichen, sonst so schönen Kettenbrücken darin bestehend, dass diese häufig von einiger Entfernung aus, der geringen Materialfläche halber gar nicht gesehen werden. Unsere Construction hat markirte Formen und breite Flächen; die einfache, oder Doppel-T-Form, die allenthalben als Querschnittsform durchgeführt ist, ermöglicht eine Schattwirkung und gibt der Sache Körper. Gleichwohl kann die Leichtigkeit und Eleganz der Erscheinung nicht in Abrede gestellt werden. Bogenbrücken, namentlich kürzere, haben häufig den Fehler, unter dem Niveau des Terrains versteckt zu liegen, und ebenfalls nicht gesehen zu werden. Auch geschieht der Schönheit der Bogenbrücken durch vollkommen horizontale Abgrenzung nach oben unverkennbarer Eintrag.

Wie wesentlich wird nun aber durch Belebung des Schönheitssinns auf Bildung und Veredlung des Menschen eingewirkt! Wie wesentlich eignen sich für diesen Zweck vermöge ihrer Oeffentlichkeit die Bauwerke! Sie leisten da weit mehr als Kunstsammlungen. Schönerer Stoff für ein Baukunstwerk ist aber eine Brücke, als manches Stadtgebäude. Bei ihr wirkt die blosse richtig gewählte Form mit ihren Verhältnissen, ohne Zuthat von Schmuck, die blosse nackte Form, wie sie dem ersten aller Landschaftsmaler Claude Lorrain zur Composition eines schönen Landschaftsbildes unentbehrlich schien.

Und wie wenig wird doch heutzutage, namentlich bei grösseren Eisenbahnbrückenbauten dieser Schönheit Rechnung getragen, wenn selbst in einer Stadt wie Cöln, Angesichts des Meisterwerkes deutscher Baukunst, des erhabenen Zeugen von dem Vorhandensein eines dem griechischen Classicismus ebenbürtigen Schönheitssinnes im deutschen Volke, wenn da ein schwerfälliger Eisenbalken über den schönsten deutschen Strom gelegt wird, ein Balken, dessen Unschönheit man vergebens im Modegeschmack durch „gothische“ Portal Thürme und mehlsackartige Pfeilerthürme aufzuheben streben wird, welche dem Gitterbalken ewig fremd zur Seite stehen werden! Was hat denn eigentlich diese hochaufstrebende Thurmgothik mit dem horizontal ausgestreckten Balken gemein? Erfüllen diese Thürme irgend einen statischen Zweck, oder sind sie nicht vielmehr nur des Gegensatzes halber daneben hingestellt? Durch Gegensatz wirkt man Schönes, allerdings, aber durch den Gegensatz der Verhältnisse und Massen, nicht durch den Gegensatz des Charakters und der Style. Ebenso könnte man ja den unausgebauten Thürmen des Cölner Domes griechische Giebeldächer aufsetzen, um sie so recht im Geiste schöpferischer Unfähigkeit schnell und billig und doch pomphaft monumental unter Dach zu bringen. Besser stimmt offenbar zu der ästhetisch unentwickelten Form des Röhrenbalkens die unentwickelte altegyptische Pylonenarchitectur, wie sie die englische Mutter unserer Röhrenbrücken aufweist. Die ketten Töchter an Weichsel und Rhein wollen sich aber schmu-

cker kleiden! Um gerecht zu sein, müssen wir erwähnen, dass wir unter noch andern Töchtern bessern Geschmacks, die jüngste, die eben erst eröffnete Gitterbrücke über die Eipel in Ungarn, kennen, welche zeigt, dass es deutsche Ingenieure gibt, deren Streben nach constructiver Vervollkommenung zugleich durch ein wahres Schönheitsgefühl geädelt wird, das ihren Werken den Stempel der Vollendung aufdrückt. Hier hat man den leicht durchbrochenen grossmaschigen Gitterbalcken geradlinig griechisch formirte Pylonen als seitliche Stützen an die Stirne gestellt, deren breitere Steinmasse mit der leichteren Gusseisenabstufung über den Pfeilern in schönster Wechselwirkung steht. Diese Brücke, ihrer Grösse entsprechend zierlich, verdiente weniger entlegen zu stehen. Wie wohlthuend, wo solcher Einklang besteht, der die Bogenform weniger vermissen lässt! Welch grossartigen Eindruck macht aber andererseits die Pester Kettenbrücke, wie stimmen hier die Steinportale so organisch zur Construction! Wie grossartig schön sind die stolzen Bogenbrücken in tausendfacher Gestalt aus Stein, sind die eisernen Bögen der Brücken in London und Paris, der Aarebrücke in Olten, der Theissbrücke in Szegedin! Diess Alles nebenbei gesagt. Man baut noch eine Colossal-Röhre über den Rhein bei Kehl; möge es der letzte unter fremder Erfahrungs-*Protection* gedankenlos vorgeschobene Riegel gegen eine freie und selbstständige Entwicklung einer durch Schönheitsgefühl gehobenen nationalen Technik sein, die es verwerfen muss, an so bevorzugten Stellen Angesichts volkreicher Städte Werke aufzustellen, welche, monumental in Bedeutung und Grösse, bewundernswerth als Zeugen immenser technischen Fortschritte, dennoch als leblos gelten müssen, da sie keinen Funken künstlerischer Begeisterung ihren Beschauern zu entlocken im Stande sind; und diess allein würde Zeugnis legen von dem Vorhandensein eines dem Werke innewohnenden unsterblichen Theils des menschlichen Geistes, von dem ewig zündenden Götterfunken, dem Genius der Kunst und des Schönen! Die Technik veraltet ja. Spätere Generationen lächeln immer über die Unbeholfenheit früherer Geschlechter. Die Kunst allein ist ewig!

#### Theorie der versteiften Hängebrücke.

Ein gewichtsloser unausdehnbarer, beweglicher Faden sei an seinen beiden Enden aufgehängt und in gleichen Horizontal-Abständen mit Gewichten beschwert, oder was dasselbe ist, von vertical nach abwärts wirkenden Kräften angegriffen.

Nach den Lehren der Mechanik bilden die so gelegenen Angriffspunkte der Kräfte an dem Faden, die Punkte  $m, a, b, c, d, e, n$  eine Parabel, wenn die Kräfte alle unter sich gleich sind, worüber der Beweis übrigens folgen wird.

Da dieser Belastungsfall des Fadens der gleichförmigen Belastung einer Hängebrücke, das Eigengewicht ebenfalls als gleichförmige Belastung gedacht, entspricht, so wird die so entstandene Curve als die Curve für unsere Hängebrücke gewählt, und als die normale Curve betrachtet, die unter keinerlei Krafteinwirkung aus ihrer Form gebracht werden darf.

Unser beweglicher Faden aber tritt ebensobald aus seiner Parabelform wieder heraus, als in den Verticalkräften eine Ungleichheit eintritt. Wir betrachten daher im Folgenden

nicht nur die Kräftewirkungen auf den Faden in den beiden Fällen gleicher und ungleicher Verticalkräfte, sondern verfolgen auch die Kräftewirkung in das zur Verhinderung der Deformirung der Normalcurve angefügte System der Verstrebung und Verspannung fort, so dass wir die Widerstandsfähigkeit jedes einzelnen Constructionstückes kennen lernen werden, wie sie zur Erhaltung des Gleichgewichtes im System nothwendig ist.

#### A. Es wirken lauter gleiche Kräfte. Fall gleichförmiger Belastung.

a) Ungerade Anzahl gleicher Kräfte. — Die Wirkung dieser Kräfte auf den Faden wird ersichtlich durch die graphische Zerlegung derselben. Hiezu kann ein beliebiger Maassstab gewählt werden, der immer das Grössenverhältniss aller gefundenen Kräfte zeigen wird (Bl. Nr. 26, Fig. 1).

Man beginne bei den untersten Fadenabschnitten, deren Winkel für den jetzigen allgemeinen Fall beliebig genommen werden möge und wähle den Maassstab so, dass die Componenten der in der Mitte wirkenden Kraft  $P''$  ihrer Grösse nach gerade durch die Stücke  $bc$  und  $cd$  des Fadens ausgedrückt werden, so zeigt sich bei Bildung des Kräfteparallelogramms  $cbc'd$ , wo  $cc'$  die Kraft  $P''$ ,  $bc$  und  $dc$  ihre Componenten nach der Richtung des Fadens vorstellen, dass die Punkte  $b$  und  $d$ , Angriffspunkte der Nachbarkräfte  $P'$  und  $P'''$  um die Grösse  $\frac{P}{2}$  über den durch den Scheitel  $c$  gehenden Horizont, also über den Punkt  $c$  selbst erhoben sind. Die Nachbarkräfte  $P'$  und  $P'''$ , dann die weiteren  $P$  und  $P^{iv}$ , alle gleich  $P''$ , nach den Richtungen der zuliegenden Fadenabschnitte zerlegt, deren Lage sich von selbst aus den ursprünglichen Annahmen ergibt, indem von  $d$  nach  $d'$  die Kraft  $P'''$  aufgetragen,  $de \parallel cd'$ ,  $d'e \parallel cd$  gezogen wird, u. s. w., so erhält man immer in einem und demselben Fadenabschnitte zwei einander direct entgegenwirkende gleich grosse Componenten, welche einander das Gleichgewicht halten, bis auf die Componenten der letzten Fadenabschnitte  $ma$  und  $ne$ , welche aber auf den unveränderlichen Aufhängepunkt wirken. Das System ist daher im Gleichgewicht. Die Angriffspunkte dieser andern Kräfte  $P$  und  $P^{iv}$ , nämlich die Punkte  $a$  und  $e$  sind, wie aus der Zeichnung und der Congruenz der  $\Delta\Delta cd'f$  und  $deg$ , ferner  $dge'$  und  $enh$  etc. erhellt, über der durch den Scheitel  $c$  gehenden Horizontalen erhoben um  $4\frac{P}{2}$ ; die Punkte  $m$  und  $n$  um  $9\frac{P}{2}$ . Die Reihenfolge dieser Höhenlage der Punkte  $d, e, n$  und  $b, a, m$ , über der Scheitelhorizontalen ist also nach beiden Seiten hin  $\frac{P}{2}, 4\frac{P}{2}, 9\frac{P}{2}, 16\frac{P}{2}$  etc. Die Zahlen 1, 4, 9, 16 etc. sind die Quadrate der natürlichen Zahlenreihe 1, 2, 3, 4 etc. Solcherweise auf den Ordinaten gleich absteigender Abscissen gelegene Punkte gehören aber einer Parabel an, deren Scheitel in  $c$ , deren Axe die durch  $c$  gehende unserer Krafrichtung parallele verticale Linie ist, in deren Verlängerung sich die Tangenten der symmetrisch liegenden Curvenpunkte also auch der Aufhängepunkte  $m$  und  $n$  schneiden.

Weiter erhellt aus der Zeichnung und Congruenz der  $\Delta\Delta$ , dass die Punkte  $b$  und  $d$  um  $\frac{P}{2}$  über  $c$ , die Punkte  $a$  und  $e$ , um  $3\frac{P}{2}$  über  $b$  und  $d$ , die Punkte  $m$  und  $n$  um  $5\frac{P}{2}$  über  $a$  und  $e$  erhaben sind. Dies ermöglicht eine einfache graphische Darstellung der Spannungen in den einzelnen Fadenabschnitten (Fig. 2), worin sowohl die Richtung dieser Abschnitte und eben damit der in ihnen wirkenden Spannungen als der letzteren Grösse ausgedrückt erscheint. Man überträgt nämlich die Dreiecke  $cdf$ ,  $deg$ ,  $enh$ , und die entsprechenden auf der andern Seite derart in eine Figur, dass ihre Spitzen  $c$ ,  $d$ ,  $e$ , etc. in Einen Punkt, ihre horizontalen Grundlinien  $cf$ ,  $dg$ ,  $eh$  etc. in eine und dieselbe Horizontal-Linie fallen, so dass also auch die Punkte  $f$ ,  $g$ ,  $h$ ,  $i$ ,  $k$ ,  $l$  in den einen Punkt 1 der neuen Figur zusammenfallen, dann liegen die Punkte 2, 3, 4 dieser Figur um  $\frac{P}{2}$ ,  $3\frac{P}{2}$ ,  $5\frac{P}{2}$  etc. über oder unter dem Punkt 1 und es ist klar, dass man jetzt nur umgekehrt zu Werke zu gehen braucht, die Distanz der Verticalkräfte von  $c$  nach 1 auf eine Horizontallinie aufzutragen, in 1 eine Verticale darauf zu errichten, auf dieser zuerst  $\frac{P}{2}$  auf- und abwärts aufzutragen, dann von 2 noch  $3P$ , von 3 noch  $4P$  und so fort, so stellen die Verbindungslinien  $c2$ ,  $c3$ ,  $c4$  etc. die Fadenabschnitte nach ihrer Richtung im Raum, und die darin vorkommenden Spannungen nach ihrer Grösse dar.

b) Gerade Anzahl gleicher Kräfte. — Im zweiten Fall einer geraden Anzahl gleicher Kräfte in gleichen Horizontalabständen zwischen  $m$  und  $n$  ist der Vorgang derselbe. Nach der Fig. 3 sind die Erhebungen der Angriffspunkte der Kräfte über der Horizontalen des mittleren Fadenstücks  $P$ ,  $3P$ ,  $6P$  und über je den nächst tiefer liegenden Angriffspunkt  $P$ ,  $2P$ ,  $3P$ , etc. Zur Bestimmung von Richtung und Grösse der Spannungen in den Fadenabschnitten ist also in diesem Fall auf die Verticallinie der letztgewonnenen Figur 2 sub A. a) die Grösse  $P$  so oft aufzutragen, als schräg liegende Fadenabschnitte vorkommen, und die Verbindungslinien mit  $c$  stellen Richtung und Grösse der Spannungen in den Fadenabschnitten vor. Die Angriffspunkte  $a$ ,  $b$ ,  $c$ ,  $d$ ,  $e$ ,  $f$  liegen gleichfalls in einer Parabel. Denn theilt man die Horizontalabstände der Kräfte je in 2 Theile, und bestimmt die Höhenlage des so gebildeten Mittelpuncts jedes Fadenabschnitts über der Horizontalen des mittleren Fadenstückes, so findet man diese  $\frac{P}{2}$ ,  $4\frac{P}{2}$ ,  $9\frac{P}{2}$ ,  $16\frac{P}{2}$ , etc. Die Mittelpunkte eines jeden Fadenstückes gehören also einer Parabel an, an welcher die Fadenabschnitte Tangenten sind. Folglich sind auch die Punkte  $a$ ,  $b$ ,  $c$ ,  $d$ ,  $e$ ,  $f$  Punkte einer Parabel.

B. Es wirken ungleiche Kräfte in gleichen Horizontalabständen. — Fall einseitiger Belastung.

Die Zerlegung der Kräfte findet in gleicher Weise statt. Die durch den Scheitel der dem Polygon umschriebenen Curve gehende Verticalaxe wird in den neuen Schwerpunct des Systems, die Curve überhaupt aus ihrer früheren Lage und Gestalt verrückt werden, indem der Faden auf Seite der schwereren Kräfte tiefer gezogen werden wird, während er auf Seite der leichteren in die Höhe steigt.

Bei der graphischen Darstellung (Fig. 4) mittelst der übereinander gelegten Dreiecke sind wie früher die relativen Erhebungen über der Scheitelhorizontalen von 1 an auf die im Punkt 1 errichtete Verticallinie aufzutragen, und hiedurch wird die Linie 5—3 im Punkt 1 so getheilt, dass ihre Abschnitte 1—5 und 1—3 den Linien  $mo$  und  $no$  in Fig. 5 umgekehrt proportional sind. Beweis aus der Aehnlichkeit der Dreiecke  $amb$  und  $mor$ , Fig. 5, sowie der  $\Delta\Delta$   $enf$  und  $nor$ . Es ist:

$$\Delta amb \cong amb' \sim mor$$

$$\Delta enf \cong enf' \sim nor.$$

Daher:

$$ab : or = mb : mo,$$

und

$$ef : or = nf : no;$$

nun ist

$$mb = nf, \text{ also } or \times mb = or \times nf,$$

woraus

$$ab \times mo = ef \times no,$$

also

$$ab : ef = no : mo.$$

Man geht nunmehr auch hier umgekehrt derart zu Werke, dass man auf eine Verticallinie von einem beliebig angenommenen Endpunkte aus zuerst die schwereren Kräfte und unmittelbar daran die leichteren Kräfte der Reihe nach aufträgt, dann die dadurch begränzte Linie in dem obigen Verhältnisse theilt. In dem so erhaltenen Theilpuncte wird die Horizontallinie errichtet, diese gleich der Horizontalabstände der Kräfte gemacht und von ihrem Endpunkte  $c$  aus die centralen Linien wie früher gezogen, welche dann Richtung und Grösse der Spannungen in den Fadenabschnitten angeben.

Zur Bestimmung obigen Theilpunctes aber, oder was dasselbe ist, der Lage der Schwerlinie, hat man Folgendes zu thun (Fig. 5): Die gleichen und in gleichen Abständen befindlichen Kräfte  $p$  setzen sich zu einer Kraft  $P$  zusammen, welche in der Mitte der Kräfte  $p$ ,  $p$ , etc. wirkt und gleich ihrer Summe ist. — Ihr Abstand von  $m$  ist bekannt. Ebenso wirkt die Kraft-Summe  $Q$  auf der andern Seite in bekanntem Abstände von  $m$ . Für die Bestimmung des zu suchenden Abstandes der Kräfte-Summe  $R$  aus allen Kräften  $p$  und  $q$  oder aus deren Summen  $P$  und  $Q$  hat man die Momentengleichung:  $R \times x = P \times mu + Q \times mv$ , woraus der Abstand  $x = m$  der Schwerlinie von  $m$  sich ergibt:

$$x = \frac{P \times mu + Q \times mv}{R} = \frac{P \times mu + Q \times mv}{P + Q}.$$

C. Nunmehr ist zu zeigen, wie den Deformationen des Fadens durch ein System von Verstrebungen gegen ein horizontal liegendes Spannband, das zugleich einen Theil der Brückenbahn zu bilden haben wird, entgegenzuwirken ist.

a) Fall gleichförmiger Belastung. — In beiden Fällen, wo nur das Eigengewicht, welches als gleichförmige Belastung angesehen werden darf, oder das Eigengewicht plus einer gleichförmigen weiteren Belastung wirken, wird sich die dadurch gebildete Kraftwirkung auf die Hängsäulen gleichmässig vertheilen und wird sich durch die Hängsäulen auf den Faden übertragen, so dass auf den Faden lauter gleiche verticale Kräfte in gleichen Horizontalabständen wirken. In diesen beiden Fällen wird also die Curve des Fadens unverändert bleiben und nur die Spannungen in den einzelnen Fadenabschnitten werden sich steigern nach Maassgabe der Vermehrung der gleichförmigen Belastung. Diese Spannungen werden einfach mittelst unserer graphischen Darstellung der

vereinigten Dreiecke gefunden. Für diesen Fall kann von den Verstrebungen Umgang genommen werden.

Es wird noch bemerkt, dass man im vorliegenden Fall, wenn Spannweite und Pfeilhöhe gegeben sind, die Curve, wie sie sich unter den gegebenen Verhältnissen bilden wird, leicht dadurch verzeichnen kann, dass man die Pfeilhöhe in so viele gleiche Theile theilt, als die Anzahl der Horizontal-Abstände der Kräfte von der Mitte aus gerechnet, zum Quadrat erhoben, angibt.

Bei drei Horizontal-Abständen z. B. ist also die Pfeilhöhe in 9 gleiche Theile zu theilen. Horizontalen, durch diejenigen Theilpunkte gezogen, welche den Quadraten der natürlichen Zahlenreihe entsprechen, schneiden sich mit den Verticallinien der Kräfte in den Punkten der entsprechenden Curve. Solche werden also gezogen durch die Punkte 1, 4, 9, etc. (Fig. 6).

b) Fall ungleicher, einseitiger Belastung.

Die eine Hälfte der Brücke ist mit dem Maximalgewicht belastet, die andere Hälfte hat nur das Eigengewicht zu tragen.

Die eine Hälfte der in gleichen Abständen auf unseren Faden wirkenden Verticalkräfte ist also dem Werthe nach grösser als die andere Hälfte auf der andern Seite. Die einzelnen Kräfte beider Hälften sind je unter sich gleich. Mittelst unserer graphischen Darstellung der vereinigten Dreiecke werden die Spannungen der einzelnen Fadenstücke und ihre Richtung analog dem Fall sub B. ermittelt; die auf diese Weise erhaltene Druckcurve (deformirte Curve) wird mit der normalen Curve gleichförmiger Belastung in Eine Figur zusammengezeichnet (Fig. 7) und nunmehr werden die Spannungen in den Fadenabschnitten der neuen deformirten Druckcurve auf die normale Curve und auf Streben und Spannband übertragen und so die Spannungen und Drücke in all diesen Constructionsgliedern gefunden, welchen diese widerstehen müssen, um das ganze System im Gleichgewicht und somit die normale Curve in ihrer Form zu erhalten. Diese Uebertragung geschieht, indem die Spannungen der deformirten Fadenabschnitte zuerst mittelst Verlängerung des deformirten Fadenabschnitts bis zum horizontalen Spannband, auf dieses und eine vom dortigen Schnittpunkt bis zum unteren Endpunkt des dem deformirten Fadenabschnitt zuliegenden normalen Curvenstücks gezogene Linie zerlegt werden. Diese letztere Kraft wird wieder zerlegt in das Kettenglied der normalen Curve selbst und in die dortige Strebe, die Kraft in der Strebe wird zerlegt in eine Kraft, welche in das horizontale Spannband wirkt und in eine, welche in die am Fuss der Strebe befindliche Hängsäule wirkt. Die erstgefundene Componente im Spannband wird behufs der Querschnittsbestimmung der einzelnen Abschnitte des Spannbandes in demselben so weit zurück verlegt, dass ihr Angriffspunkt am Fuss derjenigen Hängsäule liegt, welche sich am untern Endpunkt des behandelten Fadenabschnitts oder Curvenstücks befindet, also dahin, wo die Horizontalkraft thätig ist. In allen diesen Constructionstheilen bilden sich Summen von Kräften, welche sodann unter Beziehung auch des Falls gleichförmiger Belastung der ganzen Brücke nach ihrer Richtung gehörig gesondert, für jedes einzelne Stück die Maximal-Inanspruchnahme anzeigen, der das betreffende Stück

unterworfen wird. Diese Zerlegungsweise wird verdeutlicht durch Figur 7. — Wo für alle diese graphischen Operationen der Maassstab nicht hinreicht, um die nöthige Genauigkeit zu erlangen, kann er, wie in unsern zu dem Beispiel unserer Brücke gehörigen Figuren der vereinigten Dreiecke, Blatt Nr. 27 geschehen ist, proportional vergrössert werden, oder muss, wie es bei sehr geringer Pfeilhöhe für die in Fig. 7 behandelte Zerlegung der Kräfte für nöthig erachtet werden kann, dieselbe durch Rechnung bewerkstelligt werden. Uebrigens dient als Probe für die richtige Zerlegung der Kräfte der Umstand, dass die Summe aller im Systeme wirkenden Horizontalkräfte = 0 sein muss, indem eben das durch einseitige Belastung gestörte Gleichgewicht der Horizontalkräfte im Hängband durch die Horizontalkräfte im Spannband wiederhergestellt wird. — Auf diese Weise nun erhält man der Reihe nach alle Kräfte, welche in dem ungünstigsten Fall einseitiger Belastung der Brücke in jedem einzelnen Glied der Construction, im Hängband (Faden), im horizontalen Spannband (Brückenbahn), in den verticalen Hängsäulen und in den schiefen Streben, nach ihrer Grösse und Richtung wirken, und kann nunmehr wieder unter Beziehung des Falls gleichförmiger Belastung der ganzen Brücke zur Bestimmung der Querschnitte jedes einzelnen Gliedes der Construction schreiten, welche der Maximal-Inanspruchnahme unter Berücksichtigung des Umstands, dass die Inanspruchnahme nicht allein auf Zug, also absolute Festigkeit, sondern auch auf Druck, also rückwirkende Festigkeit gerichtet ist, entsprechen müssen. Die Art und Weise der Querschnittsbestimmungen, bei welchen der Grad der Sicherheit, den man geben will, in Betracht zu ziehen kommt, kann hier füglich übergangen werden. Ebenso die Bestimmung der Querschnitte der Quer- und Längsträger der Brückenbahn, da die hierauf bezügliche Berechnung einfach unter Berücksichtigung der auf sie entfallenden grössten zufälligen Belastung der relativen Tragkraft von Balkenträgern gilt, wie sie überall vorkommt, und welche ausserhalb des Bereichs unseres vorliegenden Stoffes fällt. Es wird hier nur bemerkt, dass für das Hängband, welches nur absolut in Anspruch genommen ist, bei gut und wenigstens doppelt geschweisstem Walzeisen und sorgfältiger Anfertigung eine 3fache Sicherheit genügen kann, das ist eine Inanspruchnahme von  $\frac{530}{3}$  oder 170 Wiener Ctr. per □“ Wiener Maass. Bei allen andern Constructionstheilen, welche theils gezogen, theils gedrückt werden, ist 5fache Sicherheit oder eine Inanspruchnahme von  $\frac{530}{5} = 106$  Ctr. per □“ anzurathen, wie es auch in dem Beispiel unserer Brücke gehalten ist. Die Querschnitte werden überdies in ihrer Form am besten so gewählt werden, dass sie symmetrisch um die Linien zu liegen kommen, welche bisher unsere Hilfsfiguren gebildet haben, so dass diese Linien die Axen der einzelnen Constructionsglieder bilden werden. Die  $\square$  Form ist für solchen Zweck die geeignetste, da sie zumal auch das günstigste Moment für die Steifigkeit in jeder Richtung abgibt. Unser Constructionsdetail gestattet die Anbringung der nothwendigen Anzahl von Nieten an den Vereinigungspunkten der Constructionsglieder.



Bei der Durchführung eines Beispiels zeigt sich, wie gross die Kräfte sind, welche auf Deformirung der Curve hinwirken, und wie wenig also eine blosser Versteifung der Kette an und für sich, sei es unter Entfernung der Charniere und Darstellung derselben als blechbalkenförmiges oder gitterbalkenförmiges Hängband, sei es durch Uebereinanderlegen zweier unter sich verstreuter Bolzenketten, in welchem letzterem Fall ihnen zumal in der Bolzenverbindung das Princip der Beweglichkeit a priori noch innewohnt, ihren Zweck erreicht, sofern dieses Hängband oder diese Ketten nicht auch gegen die Brückenbahn nach unserer Methode noch abgesteift und verstreut werden, oder solch flache Lage und eine solche Constructionshöhe oder Distanz beider Ketten von einander haben, wie sie einem verankerten Horizontalträger gleicher Spannweite entspricht. Es ist einleuchtend, wie wichtig unter solchen Umständen die Detailbildung ist. Die durch alle Theile einer solchen Brücke durchgeführte Vernietung, die Ersetzung der in der Theorie angenommenen Charniere durch steife, im innigsten Zusammenhang befindliche Körper, erhöht die Sicherheit und Steifigkeit sehr wesentlich. Man hat in der ganzen Construction nur Einen innig verbundenen, steif verstreuten Körper, der aber gleichwohl aus dem Wesen einer Hängebrücke in keiner Weise heraustritt, was ebensobald vollkommen klar in die Augen springt, als man sich nur einen Augenblick die Spannkette sammt der Verankerung wegdenkt. Die ganze Kraft der Construction ist dann gebrochen. Durch eben dieses Gedankenmanöver verschafft man sich aber auch am leichtesten die richtige Anschauung der Sache überhaupt und die volle Ueberzeugung von der Steifigkeit der vorliegenden Hängconstruction.

Nach unserer hier entwickelten graphischen Methode erhält man für den Aufhängepunkt der Kette oder vielmehr des Hängbands, denselben Querschnitt unter sonst gleichen Annahmen und Voraussetzungen, wie nach der gewöhnlichen Formel für die Bestimmung dieses Querschnitts bei Kettenbrücken (siehe z. B. Rebhann, Seite 577, Formel 627).

Nach der gewöhnlichen Kettenbrückentheorie, welche sich um Schwankungen nicht kümmert, dürfte der Kettenquerschnitt nach dem Scheitel zu abnehmen, wovon jedoch in der Praxis Umgang genommen wird. Nach unserer Theorie für die versteifte Hängebrücke zeigt sich aber gegentheils, dass, um Deformationen zu vermeiden, der Querschnitt des Hängbands oder der Kette, gerade so wie auch das zur Deformationsvermeidung hinzugefügte horizontale Spannband, die Brückenbahn, gegen den Scheitel zu noch überdiess bedeutende Verstärkung erfahren muss. Eine wie immer sonst, aber ohne steife Verstrebung gegen ein ausserhalb der Kette liegendes, steifes, horizontales Spannband construirte Kette ist, — diess kann füglich behauptet werden — in so lange keine steife, so lange diese Kette nicht derart in Form und Masse einer Horizontaltragwand nachgebildet ist, welche eingespannt, also verankert gedacht, der zu überspannenden Oeffnung entspricht, so lange also nicht sowohl unsere vernieteten blechbalken- oder gitterbalkenförmigen Hängbänder, als auch namentlich die zwei gegenseitig verstreuten Bolzenketten, die den Abschluss der bisherigen Bestrebungen zur

Versteifung der Kettenbrücken bilden, nicht eine solche Eigenhöhe, oder letztern Falls einen solchen Abstand unter sich haben, mit entsprechend steifer Vergitterung, wie er für eine obenerwähnte Horizontaltragwand als Constructionshöhe erforderlich wäre. Aber! — ist nun selbst auf diese Weise die Unbeweglichkeit der Kette erreicht, so bleibt immer noch der blos an dünnen Verticalstangen aufgehängten Brückenbahn ihre Bewegung für sich frei.

August Köstlin,

Ober-Ingenieur der k. k. p. öst. Staats-Eisenbahn-Gesellschaft.

Josef Schurz,

k. k. Ingenieur.

## Ueber Gasometer-Cisternen.

Von Jos. v. Almásy,

technischer Beamter der k. k. priv. österr. Staats-Eisenbahn-Gesellschaft.

Soll eine Wassercisterne zur Aufnahme einer Gasglocke aufgeführt werden, so wird ein Bau-Ingenieur, selbst wenn er sich in diesem Fache nicht speciel beschäftigt, in den Formeln und Tabellen, welche die Kronenbreiten von Futtermauern angeben, genug Anhaltspunkte finden, um ein Wasserbassin anlegen zu können; allein soll dasselbe möglichst wasserdicht, möglichst dauerhaft, und — möglichst billig sein, so sind die speciellen Erfahrungen der Gastecher hierüber selbst von sonst bewanderten Baumeistern nicht zu verachten.

Gewöhnlich wird die Cisterne, wo sie aus Mauerwerk besteht, so in das Erdreich versenkt, dass sie ausserhalb desselben nicht mehr als etwa 3 Fuss hervorragt. Es entstehen nun eine Menge Fragen: denn soll zur Ermittlung der Wandstärke die Cisterne als freistehend aufgefasst werden oder nicht? Wird die grösstmögliche Wasserdichtigkeit derselben durch das Mauerwerk allein zu erzielen sein oder ist es vorthafter nebst diesem auch noch zu anderen Mitteln als dem Cement zu greifen? Die Beantwortung dieser und damit eng zusammenhängender Fragen über die Herstellung des Bodens, der Fundamentirung u. s. w. bildet die Aufgabe vorliegender Abhandlung.

### 1. Hypothese.

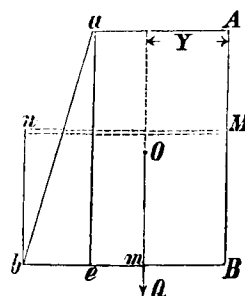
Die Cisterne wäre als freistehend gedacht, der verticale Durchschnitt der kreisförmigen Wand bilde ein Trapez und das Gewicht derselben halte dem Wasserdrucke gegen das Umkippen um die äussere Kante das Gleichgewicht.

Es sei  $p$  das Gewicht eines Cubicfusses Wassers,  $p'$  der Druck per Quadratfuss der Grundfläche in Folge des Gewichtes der vollen Glocke.

Es sei ferner  $be = k \cdot h$ ,  $O$  der Schwerpunkt des Mauerprismas von der Breite  $= 1$  Fuss,  $q$  das Gewicht eines Cubicfusses Mauerwerk,  $\frac{q}{p} = n$ , und  $w$  der correspondirende Wasserdruck.

Das statische Moment des Mauerwerkes bezüglich  $b$  ist:

$$M' = h \frac{(2y + kh)}{2} \cdot q \cdot bm.$$



Bedeutet  $M$  das statische Moment des Wassers auf denselben Punkt bezogen, so ist:

$$dM = dw \cdot bn = (p' + px)(h - x) dx,$$

woraus:

$$M = p' \int_0^h (h - x) dx + p \int_0^h (hx - x^2) dx = \frac{1}{2} p' h^2 + \frac{1}{3} p h^3.$$

Bevor man beide Momente gleichsetzt, ist es nothwendig, die Grösse  $bm$  zu bestimmen. Zu diesem Zwecke ist:

$$YF = \frac{1}{2} \int_0^{y+h} y^2 dx = \frac{1}{2} \int_0^{y+h} y^2 \frac{dy}{k} = \frac{1}{6k} ((y + kh)^3 - y^3),$$

wenn man unter  $y$  die Kronenbreite versteht.

Hieraus folgt:

$$Y = \frac{1}{3} \left( \frac{3y^2 + 3ykh + k^2 h^2}{2y + kh} \right),$$

und

$$bm = bB - Y = \frac{y^2 + 2khy + \frac{1}{3} k^2 h^2}{2y + kh}.$$

Es ist somit:

$$M = q \left( \frac{y^2}{2} h + ykh^2 + \frac{1}{3} k^2 h^3 \right).$$

Setzt man jetzt die Momente einander gleich, so erhält man:

$$\frac{1}{2} p' h^2 + \frac{1}{3} p h^3 = np \left( \frac{1}{2} y^2 h + ykh^2 + \frac{1}{3} k^2 h^3 \right),$$

oder:

$$y^2 + 2khy = p'h + \frac{1}{3} p h^2 - \frac{1}{3} k^2 h^2,$$

woraus folgt:

$$y = -kh \pm \sqrt{\frac{1}{3} k^2 h^2 + \frac{p'h}{np} + \frac{1}{3} \frac{h^2}{n}}$$

für das Gleichgewicht, und

$$y = -kh \pm \sqrt{\frac{1}{3} k^2 h^2 + \frac{2p'h}{np} + \frac{2}{3} \frac{h^2}{n}}$$

für die doppelte Sicherheit.

Für  $p' = 0$  gehen diese Werthe in die von Hrn. Hoffmann im 1. Hefte dieser Zeitschrift 1858 S. 7 gegebenen über.

Für Wände ohne Böschung erhielte man übrigens:

$$y = \sqrt{\frac{p'h}{np} + \frac{h^2}{3n}} \text{ und } y = \sqrt{\frac{2p'h}{np} + \frac{2h^2}{3n}}.$$

Man hätte zu diesem Resultate auch gelangen können, wenn man sich des bekannten Satzes der Mechanik, dass bei Flüssigkeiten der Mittelpunkt des Druckes auf ein Rechteck  $\frac{1}{3}$  der Höhe unter dem Niveau liegt, bedient hätte; denn dann wäre:

$$Q \cdot bm = h \cdot \frac{1}{2} p h \cdot \frac{1}{3} h \cdot \frac{1}{2} h \cdot p' h = \frac{1}{2} p' h^2 + \frac{1}{3} p h^3;$$

da nun:

$$bm = \frac{y^2 + 2khy + \frac{1}{3} k^2 h^2}{2y + kh}$$

gefunden wurde, ist auf diese Weise dasselbe Resultat erreicht.

Es wird hier Niemand bezweifeln wollen, dass eine nach diesen Formeln construirte Cisterne, was Wandstärke anbelangt, eine grosse Solidität besitzen wird; denn obwohl es zu complicirt wäre es allgemein zu zeigen, so können einzeln berechnete Fälle bestätigen, dass jene Mauerwand nicht nur dem Wasser gegenüber zweifach stark sei, sondern umsomehr auch gegen das sie umgebende herabrutschende Erdreich eine noch grössere Festigkeit behauptet.

Es verdient nun dargethan zu werden, in wiefern durch Berücksichtigung des Erddruckes, die Mauerstärke geringer ausfallen könnte.

## II. Hypothese.

Die Cisterne sei von feuchter Lehmerde umgeben. Der natürliche Böschungswinkel dieses Anschüttungsmaterials sei  $45^\circ$ , das specifische Gewicht  $q' = 100$  Wiener Pfund.

Wenn nun das Moment des Wassers bezüglich der äusseren Kante  $M = \frac{1}{2} p' h^2 + \frac{1}{3} p h^3$  und etwa  $M''$  das noch unbekannte Moment des rutschenden Erdprismas, so wird  $M - M'' = M'$  das Moment des Mauerwerkes.  $M''$  findet sich hinlänglich genau aus  $M'' = \frac{1}{2} q' h^3 \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\alpha}{2} \right)$  nach Français, worin nämlich die Reibung der Erdtheilchen an der Wand vernachlässigt wird.

Folglich wird:

$$\frac{1}{2} p' h^2 + \frac{1}{3} h^3 (p - 0,168 q') = q \left( \frac{y^2 h}{2} + k h^2 y + \frac{1}{3} k^2 h^3 \right),$$

woraus:

$$y = -kh \pm \sqrt{\frac{p'h}{q} + \frac{h^2}{3q} (p - 0,168 q') + \frac{1}{3} k^2 h^2}.$$

Ist  $n = \frac{q}{p}$  und  $n' = \frac{q'}{q}$ , so ist für die doppelte Widerstandsfähigkeit:

$$y = -kh \pm \sqrt{\frac{p'h}{q} + \frac{h^2}{3} \left( \frac{2}{n} - \frac{0,336}{n'} \right) + \frac{1}{3} k^2 h^2}.$$

In dieser Gleichung ist zu setzen:

$p' = 11$  Pfd., wenn mit einem Ueberdrucke von nur wenig über 2 Zoll gearbeitet wird; ferner  $p = 56,5$  Pfd.,  $q = 90$  Pfd.,  $q' = 100$  Pfd.; demnach  $n = 1,50$  und  $n' = 0,9$ .

Hiermit geht unsere Formel über in:

$$y = -kh \pm \sqrt{0,012 h + 0,276 h^2 + \frac{1}{3} k^2 h^2}.$$

Für  $h = 10'$  und  $k = \frac{1}{2}$  liefert die Formel  $y = 2,96$  Fuss, während nach der ersten Hypothese sich  $y$  ungefähr auf 4 Fuss gestellt hätte.

Es bleibt nun noch zu erforschen übrig, ob die so berechnete Mauer dem Wasser auch gegen das Abschieben gehörigen Widerstand leisten würde.

## III. Hypothese.

Der Wasserdruck bekämpfe den Reibungswiderstand der Mauertheilchen unter einander.

Ist der Reibungscoefficient 0,75, so findet für das Gleichgewicht folgende Gleichung statt:

$$p'h + \frac{1}{3} p h^2 - 0,046 q' h^2 = 0,75 q h \frac{(2y + kh)}{2},$$

woraus:

$$y = \frac{4}{3} \frac{p'}{q} + h \left( \frac{2}{3n} - \frac{0,06}{n'} - \frac{k}{2} \right),$$

oder mit Bezug auf die früheren Specialwerthe:

$$y = 0,16 + h \left( 0,35 - \frac{k}{2} \right).$$

Aus dieser Formel ersieht man, dass bei einer Cisternenwand von 10 Fuss Höhe das Wasser unter den gemeinten Umständen schon bei einer Kronenbreite von 2,41 Fuss das Mauerwerk nicht abschieben dürfte.

In wiefern diese Hypothesen und die aus denselben fliessenden Formeln sich als brauchbar empfehlen können, vermag am treffendsten die Erfahrung aufzuklären.



## IV. Erfahrungen.

Mr. Croll hat in London bei einer Cisterne von 105 Fuss 9 Zoll engl. Maass lichten Durchmessers und 26 Fuss 6 Zoll Tiefe die Ausmauerung in folgender Weise bewerkstelligt:

Die erste Ziegelparthie in einer Höhe von 6 Fuss machte er  $3\frac{1}{2}$  Ziegel oder 2 Fuss  $7\frac{1}{2}$  Zoll dick und verstärkte dieselbe unten an der Basis um einen Ziegel, d. i. 9 Zoll Breite und 9 Zoll Höhe.

Die zweite Parthie, 2 Fuss 3 Zoll dick, führte er auf eine Höhe von 6 Fuss, die nächste, 1 Fuss  $10\frac{1}{2}$  Zoll dick, auf eine Höhe von 7 Fuss auf und machte den Rest 1 Fuss 6 Zoll dick.

Der Wall ruht auf 6 Zoll dicken und 3 Fuss breiten Fundamentplatten, wo dann die Cisterne noch 5 Fuss ausser dem Erdreiche hervorragt.

Daneben befindet sich ein Brunnen (stand-pipe well), 7 Fuss im Durchmesser, zur Aufnahme von Röhren, bei dem die Höhe 30 Fuss und die Ziegelfütterung 9 Zoll beträgt.

Nach der letzten Formel, welche ohnehin die geringsten Resultate liefert, berechnet man die anfängliche Mauerdicke auf ungefähr 7 Fuss.

Selbst unter der Voraussetzung, dass das Wasser an dem Erdreiche allein hinlänglichen Widerstand findet und die Mauer nur so stark zu sein braucht, um das Herabrutschen der Erde zu verhindern, findet man noch bei  $k = \frac{1}{2}$  für den Gleichgewichtszustand die Kronenbreite  $y = 3$  Fuss, für die Sicherheit  $= 4,4$  Fuss, während im angeführten Falle beinahe bei eine Böschung von  $\frac{1}{2}$  unten das Mauerwerk nur halb so stark ist.

Mr. Clegg gibt bei demselben Lehmfutter (puddle) einer Cisterne von 87 Fuss Diameter nur 18 Zoll zur unteren, 14 Zoll zur oberen Mauerstärke.

Dieses und die tägliche Erscheinung bei unserer Brunnen- ausmauerung zeugen deutlich, dass die Theorie der geraden Futtermauern hier nicht ausreicht und die Mauerstärke nicht nur hauptsächlich von der Höhe, sondern auch von dem Krümmungsradius abhängt.

Unter der Voraussetzung, dass die Dicke einer kreisförmigen Cisternenwand im Verhältniss zum Halbmesser gering ist und der Wasserdruck nur durch die natürliche hintere Erdwand bewältigt wird, berechnet man die Mauerstärke gegen den Erddruck practisch auf folgende Art:

Man zerlege nämlich die radial wirkenden Differenzial- erddrücke  $P$  in tangentielle Componenten  $p$ , nenne den Mittelpunctswinkel  $\alpha$ , den halben Peripheriewinkel  $i$ , so ist:

$$P : p = \sin 2i : \sin i = 2 \cos i : 1 = 2 \sin \frac{\alpha}{2} : 1,$$

woraus:

$$p = \frac{P}{2 \sin \frac{\alpha}{2}}, \text{ oder wegen der Kleinheit von } \alpha : p = \frac{P}{\alpha}.$$

Bezeichnet  $q$  den durchschnittlichen Druck per Quadratfuss längs der Höhe  $h$ , so ist  $P = r\alpha hq$ , daher  $p = rhq$ .

Dieser Druck soll nun durch die rückwirkende Festigkeit der cylindrischen Mauer bekämpft werden, d. h. es muss:

$$p = rhq = m'h\delta \text{ sein, woraus } \delta = \frac{rq}{m}.$$

Den mittleren Druck  $q$  auf die Quadrateinheit erhält man, wenn die Resultante aus dem Drucke, nach Français

$\frac{1}{2} \gamma h^2 \tan^2 45^\circ - \frac{\alpha}{2}$ , und dem 4. Theil des Reibungswiderstandes des Mauergewichtes (aus Rücksicht für die 4fach gesicherte Stabilität) durch  $h$  dividirt wird.

Es wird somit:

$$q = \frac{1}{h} \left[ \frac{1}{2} \gamma h^2 \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\alpha}{2} \right) - \frac{1}{4} \cdot 0,7 \cdot \delta h \gamma' \right],$$

worin 0,7 den Reibungscoefficienten der Ziegeln auf Mörtel und  $\delta$  die durchaus gleiche Mauerdicke bezeichnet.

Hier ist  $\alpha = 40^\circ$ ,  $\gamma = 100$ ,  $\gamma' = 90$ ,  $m' = 7200$  W. Pfd. zu nehmen; letzterer Werth darum, weil, wenn die rückwirkende Festigkeit der feuchten Ziegel mit 500 W. Pfund per Quadratfuss angenommen wird, das Zehntel davon per Quadratfuss  $= 7200$  sein muss.

Man erhält sonach:

$$q = 11 rh - 16 \delta,$$

ferner:

$$\delta = \frac{11 rh}{m'} - \frac{16 \delta}{m'},$$

woraus:

$$\delta = \frac{11 rh}{m' + 16 r}.$$

Nennt man bei einem trapezförmigen Querschnitt  $d$  die obere,  $D$  die untere und läst  $\delta$  als die mittlere Dicke gelten, so ist  $D = 2\delta - d$ . Für  $r = 45$  Fuss,  $h = 30$ , z. B. wird  $\delta = 1,9$  Fuss und wenn  $d = 1,1$  Fuss sein soll, so muss  $D = 2,3$  Fuss.

In einem wenig von diesem abweichenden Falle nimmt auch wirklich Mr. Pekston  $d = 14$  Zoll und  $D = 22\frac{1}{2}$  Zoll englisches Maass.

Um genauer zu rechnen, ist es räthlich, in diesen Formeln  $r$  um  $\frac{1}{12}$  bis  $\frac{1}{6}$  grösser zu nehmen, weil hier unter  $r$  eigentlich der mittlere Halbmesser zu verstehen ist, ferner nur der genau verzeichnete Kreis die absolute Gleichgewichtscurve vorstellt und endlich weil diese nur bei einem allseitig constanten Druck erhalten werden kann.

Es genüge schliesslich die Andeutung, dass letztere Formeln auch auf elliptische Bassins und Steinquadern ausgedehnt werden können, nur hat dann  $r$  den Krümmungshalbmesser für jeden Punct der Peripherie und  $m'$  die entsprechende rückwirkende Festigkeit per Quadratfuss zu bedeuten.

Die so einfach gewonnenen und durch die Erfahrung erprobten Formeln gelten jedoch nur unter der strengen Voraussetzung, dass die Curve des Gleichgewichtes immer besteht, so wie der Druck von allen Seiten gleichförmig constant bleibt. Da nun in der Wirklichkeit diese Bedingungen schwer einzuhalten sind, weil schon das Erdreich auf der einen Seite nasser als auf der andern werden kann, so sichert man die Stabilität durch aussen angebrachte Strebpfeiler, welche auch im Anbringen von Leitschienen oder Leitsäulen zur Geradführung der Glocke, so wie zur Auführung einer Hütte u. s. w. als Grundfesten gute Dienste leisten. Zugleich aber zertheilen sie gewissermassen die herabrutschenden Erdprismen, bekämpfen einen grossen Theil des Wasserdruckes und geben sichere Widerlager für die einzelnen horizontalen Gewölbsbögen ab.

Ihre Anzahl kann auf je 8 bis 9 Fuss des Durchmessers einen betragen; ihre Kronenbreite, die der Cisternenwand mit eingerechnet, wird so stark gemacht, als es bei einer geraden

Futtermauer von derselben Höhe gegen den Erdschub nöthig wäre, also bei einer Ausladung von  $\frac{1}{4}h$  etwa  $\frac{1}{4}$  bis  $\frac{1}{2}$  der Höhe; ihre Breite kann die Hälfte der mittleren Dicke betragen.

#### Wasserdichtigkeit der Cisterne.

Diese erzielt man fast am besten durch das Lehmfutter, welches an der Rückseite unten  $\frac{1}{4}h$ , oben 9 Zoll dick gemacht wird. Der Lehm sollte nicht nur benützt, sondern demselben ein geringer Theil von feinem Kies oder gutem Sand beigemischt werden. Uebrigens werden die Schichten von Fuss zu Fuss gut verstampft, die Mischung jedoch flüssiger als sonst gehalten. Der Raum zwischen dem Lehmfutter und dem hangenden Erdreiche wird mit einem trockenen vorzüglichen Anschüttungsmateriale sorgfältig und fest ausgefüllt.

Bei kleinen Cisternen trachtet man durch die Ziegel allein die Wasserdichtigkeit zu sichern und nimmt  $\frac{1}{4}$  bis  $\frac{1}{2}$  der Höhe zur mittleren Mauerdicke, welche überhaupt in keinem Falle weniger als 1 Fuss betragen dürfte, ausser wenn es vorgezogen werden würde, von keilförmigen Ziegeln Gebrauch zu machen.

Die Bettung besteht aus ähnlich zubereitetem Letten  $\frac{1}{4}h$  dick und einer doppelten Pflasterung — eine flache Wölbung ist sehr empfehlenswerth —; die Fundamentirung unter der Wand geschieht mittelst auf eine  $\frac{1}{4}h$  dicke Lehmschichte gelegter Steinplatten.

Belastet man bei grossen Cisternen den Erdkern in der Mitte, so wird dessen unterer Durchmesser um mehrere Fuss kleiner als der lichte gemacht; man escarpirt das Erdreich nach dessen natürlichem Böschungswinkel, macht das Lettenfutter von derselben Stärke wie an der Rückseite der Wand und bedeckt die so entstandene conische Fläche mit 9zölligem Ziegelmauerwerke, dasselbe anfänglich etwa bis zum Drittel der Höhe um die Hälfte verstärkend.

Um dem vorliegenden Thema eine Abrundung zu verschaffen, sei es gestattet, auch von den gusseisernen Gasglockenbassins Einiges wesentliches anzuführen.

Zur Berechnung der Wandstärke eines solchen Bassins, welches selten über 24 Fuss tief gemacht wird, kann ebenfalls die Formel  $\delta = \frac{rq}{m}$  dienen, nur wird hier  $m$  die absolute Festigkeit des Gusseisens und  $q$  den mittleren Wasserdruck auf jede einzelne Plattenreihe bedeuten müssen. Ist  $n$  die Reihenzahl der Platten von unten auf gezählt,  $z$  deren Höhe und  $p'$  der Druck der vollen Glocke auf den Quadratfuss gleich 11, so ist:

$q = 56,5 (h - nz + \frac{1}{2}z) + p' = 56,5 [h - (n - \frac{1}{2})z] + p'$ , und  $m = 5000$  per Quadratfuss, also  $m = 720000$  per Quadrat-

$$\delta = \frac{r}{720000} [56,5 [h - (n - \frac{1}{2})z] + 11].$$

Die einzelnen Platten, welche Voll auf Fug zusammengesetzt werden, werden selten höher als 3 und länger als 5 Fuss gemacht. Die Flantschen, die man bei den Wänden nach Aussen, beim Boden nach Innen anbringt, haben die doppelte Fleischdicke zur Ausladung und  $\frac{1}{2}$  derselben zur Dicke. Der Durchmesser der schmiedeisernen Schraubenbolzen kann  $\frac{1}{4}$  der Plattendicke betragen und werden dieselben in Entfernungen von höchstens 10 Zoll angebracht. Den Platten gibt man auch

Winkelrippen, die von der Mitte gegen die Ecken zu in Null auslaufen, die halbe Dicke der Platte anfänglich stark und 1mal derselben in der Mitte hoch sind.

Zum Schutze der verticalen Flantschen umgibt man jede einzelne Plattenreihe mit einem schmiedeisernen Reife, der eben so dick ist, wie die zugehörige Platte und 4mal so breit.

Ruht der Boden auf einem vorzüglichen Fundament, so kann man von der Peripherie bis zum Mittelpunkte desselben dieselbe Abstufung in den Plattendicken beobachten, wie bei den Wänden.

Die Aussen angebrachten Streben, welche die Geradföhrung der Glocke zu vermitteln haben und durch Verankerungen ein Ganzes (frame) bilden, tragen auch Vieles zur Solidität eines solchen Bassins bei.

#### Annäherungsausdruck für $\sqrt{x^2 + y^2}$ .

Es ist in manchen Fällen wünschenswerth, statt der Wurzelgrösse  $\sqrt{x^2 + y^2}$  einen Annäherungsausdruck von der Form:

$$\sqrt{x^2 + y^2} = \alpha x + \beta y$$

zu setzen.

Poncelet war der erste der sich damit beschäftigt hat, für den speciellen Fall  $\frac{y}{x} \leq 1$  diejenigen Werthe von  $\alpha$  und  $\beta$  zu bestimmen, für welche das Verhältniss zwischen der Abweichung des genäherten Werthes vom wahren Werthe, zu dem letzteren selbst, in den ungünstigsten Fällen möglichst klein werde.

Redtenbacher hat diese Aufgabe für den allgemeinen Fall, wenn  $\frac{y}{x}$  zwischen beliebigen Grenzen liegt, mit Hülfe der Methode der kleinsten Quadrate zur Lösung gebracht, jedoch nicht unter denselben Voraussetzungen die Poncelet gemacht hat, sondern unter der Voraussetzung, dass der mittlere Werth der Quadrate der Fehler ein Kleinstes werde.

Auf diese Weise kommt es denn, dass der nach Redtenbacher bestimmte Annäherungsausdruck zwar in der grössten Anzahl der mit Bezug auf die Werthe von  $\frac{y}{x}$  möglichen Fälle den höchsten Grad der Genauigkeit gewährt, dass aber in einzelnen Fällen und gerade dort wo die Abweichung ohnediess schon merklich ist, die Annäherung eine geringere wird, als dieses der Fall ist, wenn die Constanten nach der von Poncelet gemachten Voraussetzung bestimmt werden.

Es erscheint aber die Lösung der Aufgabe nach der von Poncelet gemachten Voraussetzung als die für die Praxis wünschenswerthere. Denn wenn man sich eines Annäherungsausdruckes bedient, so lässt man sich kleinere Fehler ohnediess gerne gefallen, und es wird am Ende einerlei sein ob man sich in zwanzig günstigen Fällen der Wahrheit um 2 pCt. mehr oder weniger nähert, dagegen wird es in gewissen ungünstigen Fällen, wo man selbst nach der von Poncelet eingeschlagenen Berechnungsweise nur eine Annäherung von 17 pCt. erzielen kann, gewiss unliebsamer sein, wenn man nach der von Redtenbacher durchgeführten Berechnungsweise nur eine Annäherung von 22 pCt. erzielt.

Aus diesem Grunde soll die Aufgabe: „Die Constanten  $\alpha$  und  $\beta$  so zu bestimmen, dass der Grad der Annäherung des genäherten Werthes zum wahren Werthe in den ungünstigsten Fällen möglichst gross werde, wenn die Grenzen bekannt sind, innerhalb welche die möglichen Werthe von  $\frac{y}{x}$  fallen, allgemein gelöst werden.

Setzen wir:

$$\sqrt{x^2 + y^2} = \alpha x + \beta y \quad (1),$$

so ist:

$$\sqrt{1 + \left(\frac{y}{x}\right)^2} = \alpha + \beta \left(\frac{y}{x}\right) \quad (2).$$

Dabei können die Werthe von  $\frac{y}{x}$  zwischen den äussersten

Grenzen  $\frac{y}{x} = 0$ , und  $\frac{y}{x} = \infty$ , liegen.

Sei nun:

$$\frac{y}{x} = \tan \varphi \quad (3)$$

so muss  $\varphi$  zwischen den Grenzen  $\varphi = 0$  und  $\varphi = 90^\circ$  liegen.

Substituirt man den neuen Werth von  $\frac{y}{x}$  in die Wurzelgrösse des Ausdruckes (2), so wird dieselbe

$$\sqrt{1 + \left(\frac{y}{x}\right)^2} = \sqrt{1 + \tan^2 \varphi} = \frac{1}{\cos \varphi} \quad (4).$$

Es übergeht also der Ausdruck (2), wenn für  $\frac{y}{x}$  der Werth  $\tan \varphi$  gesetzt wird, in den Folgenden:

$$\frac{1}{\cos \varphi} = \alpha + \beta \tan \varphi \quad (5).$$

Der durch die Gleichsetzung der links und rechts vom Gleichheitszeichen befindlichen Grössen begangene Fehler ist:

$$f = \frac{1}{\cos \varphi} - (\alpha + \beta \tan \varphi) \quad (6).$$

Daher ist das Verhältniss des begangenen Fehlers zum wahren Werthe, oder der relative Fehler, nach welchem sich der Grad der Annäherung des genäherten Werthes zum wahren Werthe beurtheilen lässt:

$$f_r = \frac{\frac{1}{\cos \varphi} - (\alpha + \beta \tan \varphi)}{\frac{1}{\cos \varphi}} \quad (7).$$

oder

$$f_r = 1 - (\alpha \cos \varphi + \beta \sin \varphi).$$

Setzt man:

$$\alpha = z \sin \phi \text{ und } \beta = z \cos \phi, \quad (8),$$

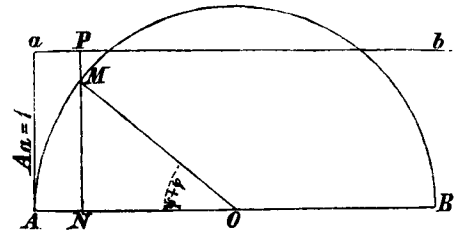
wobei  $z$  und  $\phi$  gewisse erst zu bestimmende Werthe haben müssen, so erhält man:

$$f_r = 1 - z (\sin \phi \cos \varphi + \cos \phi \sin \varphi),$$

oder auch:

$$f_r = 1 - z \sin (\phi + \varphi) \quad (9).$$

Dieses  $f_r$  ist es nun, welches der früher gemachten Voraussetzung entsprechen muss, und es ist nunmehr unsere Aufgabe, diejenigen Werthe von  $\phi$  und  $z$  zu ermitteln, für welche der begangene relative Fehler  $f_r$ , d. h. das Verhältniss des absoluten Fehlers  $f$  zum wahren Werthe  $\frac{1}{\cos \varphi}$  in den ungünstigsten Fällen möglichst klein, also der Grad der Annäherung möglichst gross wird.



Zieht man zwei parallele Linien  $AB$  und  $ab$ , deren wechselseitige Entfernung  $Aa = 1$  ist;

zieht man ferner aus einem Punkte  $O$  der Linie  $AB$  einen Kreis mit dem Halbmesser  $OA = z$ ;

construirt man endlich an den Schenkel  $OA$  einen Winkel  $\angle AOM = \phi + \varphi$  mit der Spitze in  $O$ , so ist offenbar das von  $M$  auf  $AO$  gerichtete Perpendikel:

$$MN = z \sin (\phi + \varphi),$$

und die in der Verlängerung des Perpendikels  $MN$  liegende Strecke:

$$MP = Aa - MN = 1 - z \sin (\phi + \varphi),$$

demnach der in (9) gegebene Ausdruck für den relativen Fehler  $f_r$  durch die Strecke  $MP$  graphisch dargestellt. Seien nun  $\tan \varphi_1$  und  $\tan \varphi_0$  der grösste und kleinste aller jener

Werthe von  $\left(\frac{y}{x}\right)$ , welche vorkommen,  $\varphi_{(g)}$  und  $\varphi_{(k)}$  diejenigen Werthe von  $\varphi$ , für welche die Ausdrücke  $\sin (\phi + \varphi_{(g)})$  und  $\sin (\phi + \varphi_{(k)})$  den grössten und kleinsten Werth erhalten, welcher dem Ausdrucke  $\sin (\phi + \varphi)$  für die verschiedenen Werthe von  $\varphi$  zwischen den Grenzen  $\varphi_0$  und  $\varphi_1$  zukommen kann, vorausgesetzt, dass  $\phi$  einen bestimmten constanten Werth hat, welcher erst später bestimmt werden soll, so ist klar, dass

der relative Fehler  $f_r$  in den ungünstigsten Fällen dann am kleinsten wird, wenn der Halbmesser  $OA = z$  einen solchen Werth hat, dass die Einheit  $Aa = 1$  das arithmetische Mittel aus dem grössten und kleinsten Werthe von

$$z \sin (\phi + \varphi),$$

$$\text{also: } 1 = \frac{z \sin (\phi + \varphi_{(g)}) + z \sin (\phi + \varphi_{(k)})}{2} \quad (10)$$

ist.

In diesem Falle halbirt die Gerade  $ab$  die Differenz  $mm_1$  des grössten und kleinsten Werthes von  $\sin (\phi + \varphi)$ , in dem Punkte  $p$  und es sind  $mp = m_1p$  die grössten relativen Fehler. Würde man  $z$  etwas grösser oder kleiner nehmen, wie dieses in der Figur durch die punctirten Kreisbogen angedeutet ist, so würde man zwar den Fehler auf der einen Seite verringern, dagegen gleichzeitig auf der anderen vergrössern; nun soll aber der Halbmesser  $z$  so gewählt werden, dass der grösste Fehler, welcher überhaupt begangen werden kann möglichst klein sei, daher ist in der That die Gleichung (10) zu erfüllen. Der Halbmesser  $z$  wird in diesem Falle, nach Gleichung (10):

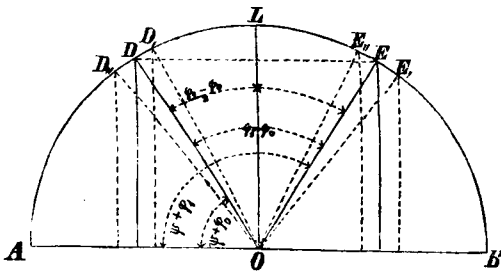
$$z = \frac{2}{\sin (\phi + \varphi_{(g)}) + \sin (\phi + \varphi_{(k)})} \quad (11).$$

Setzen wir in Gleichung (9) einen der Werthe  $\varphi_{(g)}$  oder  $\varphi_{(k)}$  für  $\varphi$  und den Werth von  $z$  aus Gleichung (10), so er-

halten wir den grössten numerischen Fehler, welchen wir begehen können, durch den Ausdruck:

$$\left. \begin{aligned} f_{r \max} &= 1 - \frac{2 \sin(\psi + \varphi_0)}{\sin(\psi + \varphi_0) + \sin(\psi + \varphi_k)} \\ \text{oder auch:} \\ f_{r \max} &= 1 - \frac{2}{1 + \frac{\sin(\psi + \varphi_k)}{\sin(\psi + \varphi_0)}} \end{aligned} \right\} (12).$$

Aus Gleichung (12) ersehen wir, dass der grösste relative Fehler, welcher vorkommen kann, um so kleiner wird, je mehr sich der Bruch  $\frac{\sin(\psi + \varphi_k)}{\sin(\psi + \varphi_0)}$  der Einheit nähert; es erübrigt also nur noch, denjenigen Werth von  $\psi$  zu ermitteln, für welchen der besagte Bruch möglichst wenig von der Einheit verschieden ist.



Man ziehe mit dem Halbmesser  $OA$  einen Kreis und sei dieser Halbmesser  $OA = 1$ .

Denkt man sich die Winkel von der Stellung  $OA$  aus gemessen, und den Winkel  $\psi$  so gewählt, dass die auf  $OA$  gerichtete Senkrechte  $OL$  die Differenz  $(\psi + \varphi_1) - (\psi + \varphi_0)$  zwischen dem grössten und kleinsten Werth von  $(\psi + \varphi)$  halbiert: so ist der grösste Werth von  $\sin(\psi + \varphi)$ , nämlich:

$$\sin(\psi + \varphi_0) = 1; \quad (13)$$

der kleinste Werth von  $\sin(\psi + \varphi)$ , nämlich:

$$\begin{aligned} \sin(\psi + \varphi_k) &= \sin\left(90^\circ - \frac{[(\psi + \varphi_1) - (\psi + \varphi_0)]}{2}\right) = \\ &= \sin\left[90^\circ - \left(\frac{\varphi_1 - \varphi_0}{2}\right)\right] = \cos\left(\frac{\varphi_1 - \varphi_0}{2}\right). \end{aligned} \quad (14)$$

Der Werth von  $\frac{\sin(\psi + \varphi_k)}{\sin(\psi + \varphi_0)}$  ist in diesem Falle:

$$\cos\left(\frac{\varphi_1 - \varphi_0}{2}\right), \quad (15)$$

und von der Einheit möglichst wenig verschieden. Denn würde  $\psi$  etwas grösser oder kleiner genommen werden, so, dass die Punkte  $D$  und  $E$ , entweder nach  $D'$  und  $E'$ , oder nach  $D''$  und  $E''$ , rücken würden, so könnte zwar im ersten Falle  $\sin(\psi + \varphi_0)$ , im zweiten Falle  $\sin(\psi + \varphi_1)$  der Einheit näher gerückt werden; gleichzeitig würde sich aber  $\sin(\psi + \varphi_1)$  im ersten Falle, und  $(\psi + \varphi_0)$  im zweiten Falle von der Einheit entfernen; da nun aber derjenige Werth von  $(\psi + \varphi)$  der für die Bestimmung von  $\sin(\psi + \varphi_k)$  maassgebende ist, für welchen  $\sin(\psi + \varphi)$  den kleinsten Werth hat, dieser Werth aber möglichst nahe gleich der Einheit sein soll, so ist die obige Behauptung gerechtfertigt.

Nach Obigem ist also:

$$\begin{aligned} (\psi + \varphi_0) &= 90^\circ - \frac{[(\psi + \varphi_1) - (\psi + \varphi_0)]}{2}, \\ \text{oder } \psi &= 90^\circ - \frac{\varphi_1 + \varphi_0}{2}. \end{aligned} \quad (16)$$

zu setzen, damit der grösste relative Fehler, welcher begangen werden kann, numerisch betrachtet möglichst klein sei.

Ausserdem ist noch dem früheren gemäss:

$$\sin(\psi + \varphi_0) = 1, \quad (17)$$

$$\sin(\psi + \varphi_k) = \cos\left(\frac{\varphi_1 - \varphi_0}{2}\right). \quad (18)$$

Mit Hilfe dieser Werthe wird alsdann aus Gleichung (11):

$$z = \frac{2}{1 + \cos\left(\frac{\varphi_1 - \varphi_0}{2}\right)}.$$

Aus Gleichung (8) wird endlich:

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= z \sin \psi = \frac{2 \cos\left(\frac{\varphi_1 - \varphi_0}{2}\right)}{1 + \cos\left(\frac{\varphi_1 - \varphi_0}{2}\right)} \\ \text{und} \\ \beta &= z \cos \psi = \frac{2 \sin\left(\frac{\varphi_1 + \varphi_0}{2}\right)}{1 + \cos\left(\frac{\varphi_1 - \varphi_0}{2}\right)} \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

Hiermit sind die Constanten  $\alpha$  und  $\beta$  bestimmt.

Wäre also die Wurzelgrösse  $\sqrt{x^2 + y^2}$  durch einen Annäherungsausdruck von der Form  $\alpha x + \beta y$  zu ersetzen und dabei bekannt:

dass der grösste Werth von  $\frac{y}{x}$  gleich ist  $\tan \varphi_1$ ,

und der kleinste Werth von  $\frac{y}{x}$  gleich ist  $\tan \varphi_0$ ,

so kann man unter der Voraussetzung, dass die grösste Abweichung des Annäherungsausdruckes vom wahren Werthe möglichst klein sei, setzen:

$$\sqrt{x^2 + y^2} = \frac{2 \cos\left(\frac{\varphi_1 + \varphi_0}{2}\right)}{1 + \cos\left(\frac{\varphi_1 - \varphi_0}{2}\right)} x + \frac{2 \sin\left(\frac{\varphi_1 + \varphi_0}{2}\right)}{1 + \cos\left(\frac{\varphi_1 - \varphi_0}{2}\right)} y. \quad (20)$$

Dabei ist die grösste Abweichung des Annäherungsausdruckes vom wahren Werthe, nach Gleichung (12) und mit Hilfe der Gleichung (17) und (18):

$$f_{r \max} = 1 - \frac{2}{1 + \cos\left(\frac{\varphi_1 - \varphi_0}{2}\right)}. \quad (21)$$

Wir wollen die hier erhaltenen Resultate auf einige am häufigsten vorkommenden Fälle anwenden:

1. Ist bekannt, dass  $x$  stets grösser ist als  $y$ ; wobei also der grösste Werth von  $\left(\frac{y}{x}\right)$  nämlich  $\tan \varphi_1 = 1$  sein kann, der kleinste Werth von  $\left(\frac{y}{x}\right)$  nämlich  $\tan \varphi_0 = 0$  so ist  $\varphi_1 = 45^\circ$ ;  $\varphi_0 = 0$ , daher:

$$\frac{\varphi_1 + \varphi_0}{2} = \frac{45^\circ + 0}{2} = 22^\circ 30'$$

$$\frac{\varphi_1 - \varphi_0}{2} = \frac{45^\circ - 0}{2} = 22^\circ 30'$$

demnach:

$$\cos \frac{\varphi_1 + \varphi_0}{2} = 0,92388, \quad \cos \frac{\varphi_1 - \varphi_0}{2} = 0,92388,$$

$$\sin \frac{\varphi_1 - \varphi_0}{2} = 0,38269,$$

somit

$$\alpha = \frac{1,84776}{1,92388} = 0,9604, \beta = \frac{0,76538}{1,92388} = 0,3978,$$

$$f_{r \max} = 1 - \frac{2}{1,92388} = -0,0396.$$

Es ist also in diesem Falle:

$$\sqrt{x^2 + y^2} = 0,9604x + 0,3978y.$$

Der grösste Fehler ist:

$$f_{r \max} = 0,0396,$$

also ohngefähr 4 pCt. des wahren Werthes.

2. Kann sowohl  $x$  als  $y$  jeden positiven Werth annehmen, so können wir setzen:

den grössten Werth von  $\frac{y}{x}$ , nämlich  $\tan \varphi_1 = \infty$  für  $x = 0$ ,

den kleinsten Werth von  $\frac{y}{x}$ , nämlich  $\tan \varphi_0 = 0$  für  $y = 0$ ,  
hiernach ist:

$$\varphi_1 = 90^\circ \quad \varphi_0 = 0^\circ,$$

also:

$$\frac{\varphi_1 + \varphi_0}{2} = 45^\circ$$

$$\frac{\varphi_1 - \varphi_0}{2} = 45^\circ$$

$$\cos \frac{\varphi_1 + \varphi_0}{2} = 0,7071, \quad \cos \frac{\varphi_1 - \varphi_0}{2} = 0,7071,$$

$$\sin \frac{\varphi_1 - \varphi_0}{2} = 0,7071,$$

somit

$$\alpha = \frac{1,4142}{1,7071} = 0,8284,$$

$$\beta = \frac{1,4142}{1,7071} = 0,8284,$$

$$f_{r \max} = 1 - \frac{2}{1,7071} = -0,1716.$$

In diesem Falle können wir also setzen:

$$\sqrt{x^2 + y^2} = 0,8284x + 0,8284y;$$

der grösste Fehler ist:

$$f_{r \max} = 0,1716,$$

also ohngefähr 17 pCt. des wahren Werthes.

Wir wollen nunmehr die hier gefundenen Resultate mit jenen vergleichen, welche nach Redtenbachers Berechnungsweise gefunden werden.

Unter Beibehaltung der früheren Bezeichnungen findet man aus Redtenbachers Resultaten für den Maschinenbau:

$$\alpha = 2 \frac{\sin \varphi_1 - \sin \varphi_0}{\varphi_1 - \varphi_0 + \sin(\varphi_1 - \varphi_0)},$$

$$\beta = 2 \frac{\cos \varphi_0 - \cos \varphi_1}{\varphi_1 - \varphi_0 + \sin(\varphi_1 - \varphi_0)};$$

für den ersten Fall ist:

$$\varphi_1 = 45^\circ, \quad \varphi_0 = 0, \quad \sin \varphi_1 = 0,7071, \quad \sin \varphi_0 = 0, \quad \cos \varphi_1 = 0, \quad \cos \varphi_0 = 1, \quad \sin(\varphi_1 - \varphi_0) = 0,7071, \quad \varphi_1 = 0,7854, \quad \varphi_0 = 0;$$

dennach

$$\alpha = \frac{1,4141}{1,4925} = 0,9475,$$

und

$$\beta = \frac{0,5858}{1,4925} = 0,3925.$$

Nach Redtenbacher's Berechnungsweise wird also für den ersten Fall:

$$\sqrt{x^2 + y^2} = 0,9475x + 0,3925y;$$

für  $y = 0$  und  $x = 1$  wird:

$$\sqrt{1} = 0,9475;$$

also ist der hierbei begangene Fehler 0,0525, für  $y = 1$  und  $x = 1$  wird der begangene Fehler ebenfalls 0,0525, während nach der von uns gegebenen Formel der Fehler in beiden Fällen nur 0,0396 beträgt.

Es ist hiernach die grösste Abweichung, welche man bei Benützung von Redtenbacher's Formel erhält, um 0,0129, also ohngefähr um  $\frac{1}{8}$  derjenigen grössten Abweichung, welche man nach unserer Formel erhält, grösser; dabei ist jedoch nicht ausser Acht zu lassen, dass die von Redtenbacher gegebene Formel in der Mehrzahl der Fälle eine grössere Genauigkeit gewährt, als die von uns gegebene.

Für den zweiten Fall ist:

$$\varphi_1 = 90^\circ, \quad \varphi_0 = 0, \quad \sin \varphi_1 = 1, \quad \sin \varphi_0 = 0, \quad \cos \varphi_1 = 0, \quad \sin(\varphi_1 - \varphi_0) = 1, \quad \varphi_1 = 1,5708, \quad \varphi_0 = 0;$$

dennach

$$\alpha = \frac{2}{2,5708}$$

und

$$\beta = \frac{2}{2,5708} = 0,7779;$$

in diesem Falle ist also nach Redtenbacher zu setzen:

$$\sqrt{x^2 + y^2} = 0,7779x + 0,7779y,$$

für

$$\left. \begin{array}{l} x = 0 \text{ und } y = 1 \\ \text{oder} \\ x = 1 \text{ und } y = 0 \end{array} \right\} \text{wird } \sqrt{1} = 0,7779,$$

es ist also in beiden Fällen der begangene grösste Fehler 0,2221; der nach unserer Berechnungsweise begangene Fehler beträgt 0,1716; dennach ist der nach Redtenbacher's Berechnungsweise begangene grösste Fehler um 0,0505, also ebenfalls um  $\frac{1}{8}$  grösser als der von uns begangene grösste Fehler.

Zu obigen Resultaten gelangte ich in Folge von Versuchen, welche ich machte, um mir die Abweichung der in Weissbach's Maschinenmechanik I. Theil gegebenen Werthe von  $\alpha$  und  $\beta$  von denen in Redtenbacher's Resultaten für den Maschinenbau gegebenen zu erklären.

Allein da die von mir ausgesprochene Ansicht, dass es in der Praxis bei Anwendung eines Näherungswerthes nicht sowohl darauf ankomme, dass der hierdurch entstehende Fehler in den meisten Fällen möglichst klein, sondern vielmehr darauf, dass derselbe in irgend einem Falle nicht zu gross werde, von mancher Seite gebilligt werden dürfte, so habe ich mir erlaubt, die auf diese Ansicht gefasste allgemeine Lösung des behandelten Problems zu veröffentlichen.

Max Herrmann,

Unteringenieur der k. k. Staatseisenbahn-Gesellschaft.

# Zur Theorie der bogenförmigen Gitterbrücken.

Von Josef Langer, k. k. Ingenieur.

(Mit Zeichnungen auf Blatt F, G und H im Texte.)

(Fortsetzung des auf Seite 158 abgebrochenen Artikels.)

§. 13. Die Anwendung der bisher bezüglich der Biegungsfestigkeit aufgestellten Formeln auf die Berechnung eines speciellen Falles.

Ich denke mir eine mit Gitterstreben versteifte Kettenbrücke. (Fig. 1, Blatt F im Texte.)

$L = 300$  Fuss sei ihre Spannweite,

$f = 15$  „ „ ihr Krümmungspfeil,

$\varphi = 11^\circ 20'$  „ der Abfallwinkel,

$a = 6$  Fuss die Kettenwandhöhe,

$P = 5000$  Ctr. die zufällige Belastung für eine einfache Bahn,

$P' = 3000$  Ctr. die schwebende Last der Construction.

Mit diesen Daten berechnet sich bei der Belastung Einer Brückenhälfte:

Die Biegungsfestigkeit des unbelasteten Halbbogens.

Sind die beiden Kettenstränge von gleichem Querschnitt angeordnet, so berechnet sich die Maximalspannung des innern Stranges nach Gleichung (14) und (30) auf:

$$X + X_1 = s \left( \frac{2f}{a} + 1 \right) = 7031 \text{ Ctr.}$$

Die Maximalpressung des äussern Stranges auf:

$$W + W_1 = s \left( \frac{2f}{a} - 1 \right) = 781 \text{ Ctr.,}$$

wobei:

$$s = \frac{1}{2} H = \frac{1}{2} \frac{PL}{8f} = 3125 \text{ Ctr.}$$

Die Biegungsfestigkeit der belasteten Bogenhälfte.

Die Kettenstränge von gleichem Querschnitt vorausgesetzt, gibt die Formel (42):

$$\Sigma_1 = \frac{1}{2} S' - \frac{1}{2} (S' - S) \left( \frac{2f}{a} + 1 \right) = -780 \text{ Ctr.}$$

als Inanspruchnahme des innern Stranges, und die Formel (43)

$$\Sigma_2 = \frac{1}{2} S' + \frac{1}{2} (S' - S) \left( \frac{2f}{a} - 1 \right) = 7030 \text{ Ctr.}$$

als Inanspruchnahme des äussern Stranges.

Diess sind die Inanspruchnahmen der Ketten aus der zufälligen Belastung einer Brückenhälfte. Hinzuzufügen kommen nun noch die Kettenspannungen aus der Eigenlast der Construction, von welcher bis hieher keine Rede war. Diese letztern Spannungen betragen für beide Kettenstränge zusammen in den Halbbogenscheiteln:

$$T = \frac{P'L}{8f} \frac{1}{\cos \frac{1}{2} \varphi} = 7537 \text{ Ctr.,}$$

für den innern wie für den äussern Strang:

$$\frac{1}{2} T = 3768 \text{ Ctr.}$$

Die Wirkungen aus beiden Lasten geben summirt das Verhalten der Kettenstränge. Ich recapitulire und summire also:

1. Für die unbelastete Bogenhälfte:

Die Spannung aus der zufälligen Last im innern Strang mit

7031 Ctr.

dieselbe aus der Constructionslast im innern Strang

3768 „

mithin zusammen , . . 10799 Ctr.

Die Pressung im äussern Strange aus der zufälligen Last mit . . . . . — 781 Ctr.  
die Spannung aus der Constructionslast mit . 3768 „  
Zusammen also mit . . . 2987 Ctr.

2. Für die belastete Bogenhälfte:

Die Pressung im innern Strange aus der zufälligen Belastung mit . . . . . — 780 Ctr.

die Spannung in demselben aus der Constructionslast mit . . . . . 3768 „  
Zusammen mit . . . 2988 Ctr.

Die Spannung im äussern Strange aus der zufälligen Belastung mit . . . . . 7030 Ctr.  
die Spannung in demselben aus der Constructionslast mit . . . . . 3768 „  
Zusammen mit . . . 10798 Ctr.

3. Die Inanspruchnahme der Strebeglieder, berechnet aus der Formel (24), gibt:

$$Y = \frac{1}{2} H \frac{\sin \frac{1}{2} \varphi}{\sin \beta} = \frac{1}{2} H \frac{\sin (5^\circ 40')}{\sin 45^\circ} = 879 \text{ Ctr.}$$

unter der Voraussetzung, dass der Winkel  $\beta$ , den die Streben mit den Kettengliedern einschliessen,  $45^\circ$  gradig sei.

Die Inanspruchnahme der Streben besteht bald in einer Spannung, bald in einer Pressung.

Das Maximum und Minimum der Inanspruchnahmen ist in der bezüglichen Figur 1 auf Blatt F durch die örtlich beigesetzten Zahlenwerthe ausgedrückt.

Auf die Inanspruchnahme der Strebeglieder ist die Constructionslast ohne Einfluss. Der Inanspruchnahme in den Kettensträngen ist sie in so ferne günstig, als sie in diesen eine factische Pressung, wie solche ohne das Vorhandensein der Constructionslast, ohne das Hinzutreten der Wirkung aus dieser, im untern Strange der unbelasteten und im obern Strange der belasteten Bogenhälfte eintreten müsste, nicht aufkommen lässt.

4. Harmonie der Inanspruchnahme im Sinne der Oeconomie.

Welche Spannung nehmen die Tragketten an unter der vollen, über die ganze Länge verbreiteten und höchsten Gesamtlast?

Der maximale Tangentialzug (zunächst der Aufhängpunkte) berechnet sich bei der vollständigen Belastung der Brücke auf:

$$T = \frac{(P + P') L}{8f \cos \varphi} = 20408 \text{ Ctr.}$$

Davon kommt auf jeden der beiden Stränge:

$$\frac{1}{2} T = 10204 \text{ Ctr.}$$

Dieses Maximum soll maassgebend für den Kettenquerschnitt sein, und soll das andere aus dem Biegungsbestreben bei einseitiger Belastung hervorgerufene Maximum dem erstern gleich sein. Diese Gleichheit tritt bei der entsprechenden Wahl der Kettenwandhöhe  $a$  ein. Im vorstehend speciell betrachteten Kettenhängwerk ist die gedachte Harmonie der verschiedenzeitigen Kettenspannungen bei 6 Fuss Wandhöhe nahezu erreicht.

5. Die Symmetrie der Inanspruchnahme ist eine vollkommene. Bei der Belastung einer Brückenhälfte treten dieselben



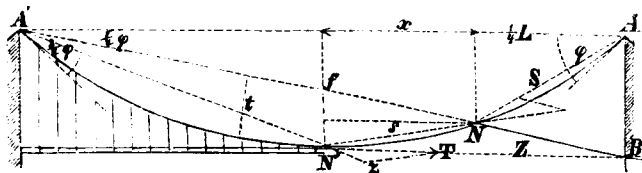


ist, während die Vertikalkraft auf dem jenseitigen Stützpunkte  $A'$  in der Lastwirkung  $\frac{1}{2}gL = \frac{1}{2}P$  (der Belastung der halben Brücke) constant bleibt, wie weit immer sich die vorhandene Belastung erstreckt, vorausgesetzt, dass die Gegenkette im Endpunkte der Belastung am Bogen hafte.

Der Zweck wie die Wirkung der Gegenkette ist, den belasteten Bogentheil bei seiner vollen Belastung bis  $N$  der Inanspruchnahme auf Biegung zu entheben.

§. 16. Die Gegenkette  $NB$  sei im Punkte  $N$ , der  $\frac{1}{2}L$  vom nächsten Stützpunkte entfernt liegt, an die Curve befestigt. Fig. 25.

Fig. 25.



Ist die Belastung über die ganze Bogenweite verbreitet, so wird die Gegenkette keine Inanspruchnahme erfahren, denn es ist in diesem Falle kein Bestreben zur Formveränderung der Curve vorhanden; desgleichen wenn die zufällige Last nirgends auf der Brücke vorhanden ist.

Ist die Belastung bis zum festen Punkte  $N$  vorhanden, so erfährt — bei dem angenommenen Abstände desselben vom Stützpunkte — die Gegenkette die oben für diesen Fall mitberechnete Spannung von

$$Z = \frac{1}{2}H \frac{1}{\cos \frac{1}{2}\varphi} \quad (\text{nahezu} = \frac{1}{2}H),$$

wobei der ledige Bogentheil  $NA$  den Sehnenzug von

$$S = \frac{1}{2}H \frac{1}{\cos \frac{1}{2}\varphi} \quad (\text{nahezu} = \frac{1}{2}H)$$

auszuhalten hat. Es fragt sich, wie bei andern Phasen der beweglichen Belastung der Kettenbogen selbst in seinem belasteten wie auch unbelasteten Theile beansprucht wird?

Die Belastung reiche bis zu einem beliebigen Punkte  $N'$  des Kettenbogens innerhalb der bezeichneten Grenzen.

Die Tangentialkraft im Endpunkte der Last wird wieder sein:

$$T = \frac{H}{\cos \varphi'},$$

durch  $\varphi'$  den Tangentenwinkel desselben Punktes bezeichnet.

Die Tangentiale zerfällt in ihre Componenten  $s$  und  $z$  nach den Bogensehnen  $NN'$  und  $N'A'$ , womit die gleichnamigen Bogentheile auf Biegung in Anspruch genommen werden. Das diessfällige Kräfteparallelogramm liefert bei der Stellung der Sehnen- und Tangentenwinkel hier die verlangten Werthe:

$$\left. \begin{aligned} s &= T \frac{\sin(\frac{1}{2}\varphi - \varphi')}{\sin \frac{1}{2}\varphi} = H \frac{\sin(\frac{1}{2}\varphi - \varphi')}{\sin \frac{1}{2}\varphi \cos \varphi'} \\ z &= T \frac{\sin \varphi'}{\sin \frac{1}{2}\varphi} = H \frac{\sin \varphi'}{\sin \frac{1}{2}\varphi \cos \varphi'} \end{aligned} \right\} \quad (44)$$

dem Winkel  $\varphi$  die Bedeutung des oben gebrauchten  $\varphi$  beigelegt.

Für die Belastung über die Mitte hinaus bis zum Fixpunkte  $N$ , d. i., für  $x = \frac{1}{2}L$ , wo  $\varphi' = \frac{1}{2}\varphi$  und  $\varphi = 0$  ist, wird:

$$s = H \frac{1}{\cos \frac{1}{2}\varphi} \quad \text{und} \quad z = 0.$$

Für die Belastung bis zur Mitte, d. i. für  $x = 0$ , wo  $\varphi' = 0$  und  $\varphi = \frac{1}{2}\varphi$  ist, wird:

$$s = \frac{1}{2}H \quad \text{und} \quad z = \frac{1}{2}H;$$

für die Belastung der halben Länge des Bogentheils  $NA'$ , d. i. für  $x = -\frac{1}{2}L$ , gilt  $\varphi' = \frac{1}{2}\varphi$  und  $\varphi = \frac{1}{2}\varphi$ , und wird:

$$s = \frac{1}{2}H \frac{1}{\cos \frac{1}{2}\varphi} \quad \text{und} \quad z = \frac{1}{2}H \frac{1}{\cos \frac{1}{2}\varphi};$$

für die Belastung bis  $x = -\frac{1}{2}L$ , gilt  $\varphi' = \frac{1}{2}\varphi$  und  $\varphi = \frac{1}{2}\varphi$ , dann wird:

$$s = \frac{1}{2}H \frac{1}{\cos \frac{1}{2}\varphi} \quad \text{und} \quad z = \frac{1}{2}H \frac{1}{\cos \frac{1}{2}\varphi};$$

für  $x = -\frac{1}{2}L$ , wo die Belastung Null ist, und  $\varphi' = \varphi$ ,  $\varphi = \frac{1}{2}\varphi$  wird, ist:

$$s = 0 \quad \text{und} \quad z = H \frac{1}{\cos \varphi}.$$

Das ledige Bogensegment  $NA$  und die Gegenkette  $NB$  sind ihrerseits bei den obigen Phasen der Belastung beansprucht, wie folgt:

$$\begin{aligned} \text{bei } x = \frac{1}{2}L & \text{ mit } S = \frac{1}{2}H \frac{1}{\cos \frac{1}{2}\varphi} \quad \text{und} \quad Z = \frac{1}{2}H \frac{1}{\cos \frac{1}{2}\varphi}, \\ \text{" } x = 0 & \text{ " } S = \frac{1}{2}H \frac{1}{\cos \frac{1}{2}\varphi} \quad \text{und} \quad Z = \frac{1}{2}H \frac{1}{\cos \frac{1}{2}\varphi}, \\ \text{" } x = -\frac{1}{2}L & \text{ " } S = \frac{1}{2}H \frac{1}{\cos \frac{1}{2}\varphi} \quad \text{und} \quad Z = \frac{1}{2}H \frac{1}{\cos \frac{1}{2}\varphi}, \\ \text{" } x = -\frac{1}{2}L & \text{ " } S = 0 \quad \text{und} \quad Z = 0; \end{aligned}$$

was sich aus:

$$\left. \begin{aligned} S &= s \frac{\sin(\frac{1}{2}\varphi - \varphi')}{\sin \varphi} \\ Z &= s \frac{\sin(\frac{1}{2}\varphi + \varphi')}{\sin \varphi} \end{aligned} \right\} \quad (45)$$

berechnet.

§. 17. Fasst man die Resultate der vorigen Betrachtung ins Auge, so erkennt man, dass das System durch die Gegenkette in zwei Theile getheilt wird, wovon der eine vom jenseitigen Stützpunkte  $A'$  bis zum Angelpunkte  $N$  der Gegenkette reichend, für sich betrachtet und berechnet werden könne.

Der besagte Bogentheil verhält sich nämlich in seinem Biegungsbestreben unter partieller Belastung genau so, wie ein versteifter, normal aufgehängter Kettenbogen von der Sehnenslänge

$$A'N = l = \frac{3}{4} \sqrt{L^2 + f^2},$$

von dem Krümmungspfeile

$$t = \frac{9}{16} \frac{f}{L^2} (L^2 + f^2)$$

und vom Abfallwinkel  $\frac{1}{2}\varphi$  sich verhalten würde, wobei die Lastenheit  $\frac{P}{L}$  dieselbe bliebe.

Hiermit ist die Berechnung des in Rede stehenden Theilsystems in Bezug auf Biegefestigkeit zurückgeführt auf die oben behandelte Art des einheitlichen Systems.

Die Fig. 2 auf Blatt  $F'$  vergegenwärtigt das oben zur Berechnung gewählte Hängewerk von  $L = 300$  Fuss Spannweite und von  $\frac{1}{4}L$  Pfeilhöhe mit der Anwendung der Gegenkette in der soeben bezeichneten Weise.

Mit Beihilfe dieser Gegenkette berechnet sich die erforderliche Höhe der Gitterwand auf 4 Fuss, während ohne jene die rechnermässige Höhe von 6 Fuss sich ergeben hat.

Bei der Wandhöhe von 4 Fuss ist hier auch der Oekonomie im Materialaufwande Rechnung getragen, denn die Maximalspannungen der Kettenstränge bei der ungünstigsten Partialbelastung stimmen überein mit jenen bei der vollen höchsten Belastung: sie beziffern sich für beide Belastungsfälle mit 10000 Ctr. in abgerundeter Zahl.

Was den Materialaufwand im Ganzen bei beiden Constructionen — Fig. 1 und 2 der angezogenen Tafel — betrifft, so stellt sich derselbe bei beiden nahezu gleich, indem das plus der Gegenketten hier von dem minus der Strebeglieder, die nun kürzer werden und von geringerem Querschnitte sind, aufgewogen wird. Was aber die Eleganz des Ansehens und einige andere Vortheile betrifft, so ist das System Fig. 2 jenem Fig. 1 vorzuziehen.

§. 18. Fig. 26. Eine versteifte Kettenwand sei auf gewöhnliche oder irgend eine Art in ihren Stützpunkten  $A$  und  $A'$  festgehalten. Im Scheitel  $M$  soll die Gegenkette  $MB$  mit

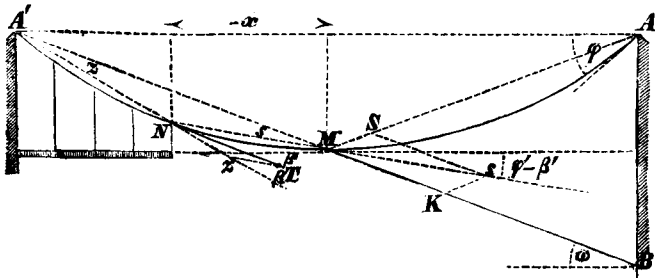


Fig. 26.

ihr verbunden sein, und unter einem beliebigen Neigungswinkel  $\omega$  abwärts gehend zum Stützpfiler führen, wo sie ihre Verankerung hat.

Vom jenseitigen Stützpfiler her trete die zufällige Belastung ein. Es entsteht die Frage: wie der belastete Halbbogen  $MA'$  bei dem Vorschreiten der Last bis zur Mitte in Anspruch genommen wird und wie sich dabei die Gegenkette nebst dem unbelasteten Halbbogen verhält.

Die Last sei bis auf die Entfernung  $-x$  von der Mitte auf der Brückenbahn vorgeschritten, wornach sie im Kettenbogen bis zum Punkte  $N$  reiche.  $\beta$  ist der Winkel, welchen die Tangente zum Punkte  $N$  mit der Sehne  $A'N$  einschliesst;  $\beta'$  jener, den dieselbe Tangente mit der andern Sehne  $MN$  bildet;  $\varphi'$  sei der Abfallwinkel des Bogens im Punkte  $N$ . Nach diesen Bezeichnungen erhält man aus der Proportion:

$$s : z : T = \sin \beta : \sin \beta' : \sin (\beta + \beta')$$

die Werthe der Sehnenkräfte  $s$  und  $z$  und zwar für den unbelasteten Bogentheil:

$$s = T \frac{\sin \beta}{\sin (\beta + \beta')} = H \frac{\sin \beta}{\sin (\beta + \beta') \cos \varphi'}$$

dann für den belasteten Bogentheil:

$$z = T \frac{\sin \beta'}{\sin (\beta + \beta')} = H \frac{\sin \beta'}{\sin (\beta + \beta') \cos \varphi'}$$

wobei

$$T = \frac{H}{\cos \varphi'} \text{ und } H = \frac{gL^2}{8f}$$

besteht.

Für  $-x = 0$ , d. i. bei der Belastung bis zur Mitte, wird

$$\varphi' = 0, \beta = \frac{1}{2}\varphi, \beta' = 0,$$

und

$$s = H \text{ und } z = 0;$$

für  $x = -\frac{1}{2}L$ , d. i. wenn die Last bis auf  $\frac{1}{2}$  der Länge vorgeschritten ist, wird

$$\varphi' = \frac{1}{2}\varphi, \beta = \beta' = \frac{1}{2}\varphi,$$

damit wird:

$$s = H \frac{\sin \frac{1}{2}\varphi}{\sin \frac{1}{2}\varphi \cos \frac{1}{2}\varphi} = \frac{1}{2}H \frac{1}{\cos \frac{1}{2}\varphi} \quad (\text{nahezu } \frac{1}{2}H),$$

$$z = H \frac{\sin \frac{1}{2}\varphi}{\sin \frac{1}{2}\varphi \cos \frac{1}{2}\varphi} = \frac{1}{2}H \frac{1}{\cos \frac{1}{2}\varphi} \quad (\text{nahezu } \frac{1}{2}H);$$

für  $x = -\frac{1}{2}L$ , d. i. beim Wegfall der Belastung, wobei:

$$\varphi' = \varphi, \beta = 0 \text{ und } \beta' = \frac{1}{2}\varphi$$

ist, wird

$$s = 0 \text{ und } z = \frac{H}{\cos \varphi}.$$

Die Gegenkette und der unbelastete Halbbogen  $MA$  erfahren bei dem obwaltenden Verhältniss von:

$$s : S : K =$$

$$\sin \left( \omega + \frac{\varphi}{2} \right) : \sin [\omega - (\varphi' - \beta')] : \sin \left( \frac{\varphi}{2} + (\varphi' - \beta') \right)$$

den Zug von beziehungsweise

$$\left. \begin{aligned} K &= s \frac{\sin \left( \frac{\varphi}{2} + (\varphi' - \beta') \right)}{\sin \left( \omega + \frac{\varphi}{2} \right)} \\ S &= s \frac{\sin [\omega - (\varphi' - \beta')]}{\sin \left( \omega + \frac{\varphi}{2} \right)} \end{aligned} \right\} \dots \dots (46).$$

Für die oben betrachteten Phasen der Belastung, nämlich: für  $x = 0$  wird

$$K = H \frac{\sin \frac{\varphi}{2}}{\sin \left( \omega + \frac{\varphi}{2} \right)} \text{ und } S = H \frac{\sin \omega}{\sin \left( \omega + \frac{\varphi}{2} \right)},$$

für  $x = -\frac{1}{2}L$  wird

$$K = \frac{1}{2}H \frac{\sin \frac{1}{2}\varphi}{\sin \left( \omega + \frac{1}{2}\varphi \right) \cos \frac{1}{2}\varphi}$$

und

$$S = \frac{1}{2}H \frac{\sin \left( \omega - \frac{1}{2}\varphi \right)}{\sin \left( \omega + \frac{1}{2}\varphi \right) \cos \frac{1}{2}\varphi};$$

für  $x = -\frac{1}{2}L$  wird

$$K = 0 \text{ und } S = 0,$$

wenn  $\omega$  der Winkel ist, den die Gegenkette mit der Horizontalen einschliesst.

Für den variablen Werth von  $\omega = \varphi' - \beta'$  stellen sich die Formeln auf

$$K = s \text{ und } S = 0.$$

Für den speciellen Werth  $\omega = \frac{1}{2}\varphi$  stellen sich die Formeln auf

$$K = s \frac{\sin \left( \frac{\varphi}{2} + (\varphi' - \beta') \right)}{\sin \varphi} \text{ und } S = s \frac{\sin \left( \frac{\varphi}{2} - (\varphi' - \beta') \right)}{\sin \varphi}$$

und erhält man hieraus

bei  $x = 0$

$$K = \frac{1}{2}H \text{ und } S = \frac{1}{2}H,$$

bei  $x = -\frac{1}{2}L$

$$K = \frac{1}{2}H \frac{1}{\cos \frac{\varphi}{2}} \text{ und } S = \frac{1}{2}H \frac{1}{\cos \frac{\varphi}{2}},$$

bei  $x = -\frac{1}{2}L$

$$K = 0 \text{ und } S = 0.$$

Für den speciellen Werth  $\omega = \frac{1}{2}\varphi$  stellen sich dieselben Formeln auf

$$K = s \frac{\sin [\frac{1}{2}\varphi + (\varphi' - \beta')]}{\sin \frac{1}{2}\varphi}$$

und

$$S = s \frac{\sin [\frac{1}{2}\varphi - (\varphi' - \beta')]}{\sin \frac{1}{2}\varphi}$$

und hieraus erhält man:

bei  $x = 0$

$$K = \frac{1}{2}H \text{ und } S = \frac{1}{2}H,$$

bei  $x = -\frac{1}{2}L$

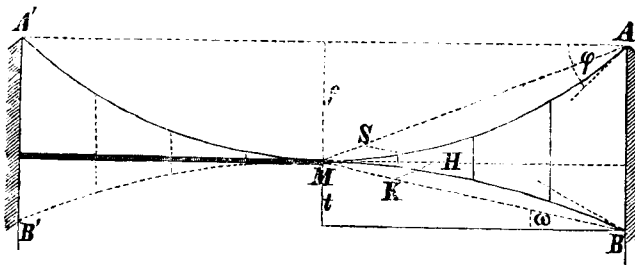
$$K = \frac{1}{2}H \frac{1}{\cos \frac{1}{2}\varphi} \text{ und } S = 0,$$

bei  $x = -\frac{1}{2}L$

$$K = 0 \text{ und } S = 0.$$

§. 19. Aus den Ergebnissen dieser Betrachtung geht hervor, dass die Anordnung der Gegenkette von der Mitte aus in so lange nicht von practischem Nutzen sei, als sie eine gerade, in der vorigen Fig. 26 angenommene Führung, beibehält. Sie trägt bei dieser Anordnung wohl zur Versteifung des einen (auf Seite der Belastung befindlichen) Halbbogens bei, indem sie einen Theil der sonst auf diesen übergehenden Spannung auf sich nimmt, jedoch kommt sie dem andern unbelasteten Halbbogen nicht zu Gute. Damit die Gegenkette auch zur Versteifung dieses letztern beitrage, muss sie mit ihm in mehreren oder mindestens in einem Punkte (dem Punkte seiner Mitte) in Zusammenhang gebracht werden und dabei einer Curve folgen, welche gegen den Tragbogen convex ist; sie muss in einer Gegencurve zum letztern nach der Andeutung der Fig. 27 angeordnet und mittelst Spannbän-

Fig. 27.



der mit ihm in Rapport gesetzt sein.

So bildet die Gegenkette mit dem Tragbogen mittelst der gemeinsamen Bänder ein steifes Gerippe von Gliedern, wodurch das System dieser einen Hälfte gegen die von jenseits anfahrende Belastung unverrückbar wird. Jetzt stellt sich die Rechnung für die Spannung der Gegenkette und des vereinigten Kettenbogens wie folgt:

Die Spannung der Gegenkette in ihrer Sehnenrichtung  $MB$  beträgt bei dem Verhältniss von:

$$H : S : K = \sin \left( \omega + \frac{\varphi}{2} \right) : \sin \omega : \sin \frac{\varphi}{2},$$

$$K = H \frac{\sin \frac{\varphi}{2}}{\sin \left( \omega + \frac{\varphi}{2} \right)} \dots \dots \dots (47),$$

und der Sehnenzug auf den Tragbogen:

$$S = H \frac{\sin \omega}{\sin \left( \omega + \frac{\varphi}{2} \right)} \dots \dots \dots (48).$$

Der Horizontalzug in den Stützpunkten  $A$  und  $B$  beträgt beziehungsweise:

$$O_1 = K \cos \omega \text{ und } O_2 = S \cos \frac{1}{2}\varphi.$$

Die Tangentialspannung der Gegenkette ist im Scheitelpunkte  $M$  gleich ihrem Horizontalzuge  $O$  im Ankerpunkte  $B$ ; in diesem Punkte beträgt die Tangentialspannung:

$$T = \frac{O_1}{\cos 2\omega} = H \frac{\sin \frac{\varphi}{2} \cos \omega}{\sin \left( \omega + \frac{\varphi}{2} \right) \cos 2\omega},$$

wobei  $2\omega$  den Ansteigewinkel (Tangentenwinkel) der Gegencurve in  $B$  vorstellt. Ist dieser speciellen Falles gleich dem Abfallwinkel  $\varphi$  des Tragbogens, so hat man:

$$T = \frac{O}{\cos \varphi} = \frac{1}{2}H \frac{\cos \frac{\varphi}{2}}{\cos \varphi}.$$

Mit der Anwendung der durchlaufenden, von Stützpfeiler zu Stützpfeiler reichenden Gegenkette berechnet sich im oben gewählten Beispiele die Kettenwandhöhe behufs der vollständigen Versteifung des Systems auf  $a = 1\frac{1}{2}$  Fuss.

Diese Construction ist in Fig. 3 des angezogenen Blattes  $F$  unter örtlicher Angabe der Maximalspannungen bei der partiellen Belastung der Brücke bis auf  $\frac{1}{2}$  ihrer Länge vom Widerlager aus veranschaulicht, welche Belastungsphase hier als die ungünstigste in Bezug auf das Biegungsstreben auftritt. Die Kettenstränge erscheinen hier wieder mit dem Maximalmaasse von 10000 Ctrn. gespannt, welche Spannung sie auch unter der vollen über die ganze Brückenlänge verbreiteten Belastung erfahren; womit auch hier wieder der Oekonomie in der Materialvertheilung Rechnung getragen ist.

Von der in Rede stehenden Construction bis zur nächsten Fig. 4 der mehrerwähnten Tafel ist nur ein Schritt. Wird nämlich die Gegenkette an eben so vielen Punkten ihrer Länge mit der Tragkette mittelst der Verticalbänder in Verbindung gebracht, als die letztere Kettenglieder hat, so kann eine geschmeidige Kette von gewöhnlicher Gliederung zur Versteifung supponirt werden. Dann stellt sich die Gegencurve als ausschliessliches Versteifungsmittel des tragenden Systems dar, wobei das Princip der Versteifung mittelst Gitterstreben nach obiger Art gänzlich aufgelassen erscheint.

Das Princip der ausschliesslichen Versteifung mittelst der bogenförmigen Gegenkette ist, wie man sieht, aus dem Versteifungsprincip mittelst Gitterstreben abgeleitet worden und entspringt aus dem Verhältniss der Gitterwandhöhe  $a$  zur freien Länge  $L$ , wenn man in diesem  $a = 0$  nimmt; nämlich aus dem Verhältniss von:

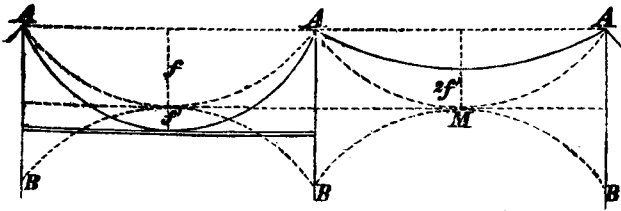
$$a : L = 0 : 1 = 1 : \infty.$$

Aber das neue Versteifungsprincip ist für sich allein nicht geeignet, beide Halbbögen der Tragketten zugleich zu versteifen, wie schon die Betrachtung der Figur zeigt. Ich erblicke daher erst in der Vereinigung beider Principe das Ergebniss der vollendeten Construction einer steifen Kettenbrücke.

Die bogenförmige Gegenkette als Versteifungsmedium bei Zwei- und Mehrfelderbrücken.

§. 20. Fig. 28. Ich betrachte eine, auf drei gleichweit von einander entfernte Stützpunkte symmetrisch aufgehängte

Fig. 28.



Kette vom Krümmungspfeil  $f$  und von der freien Länge  $L$ , die nicht steif sondern geschmeidig zu denken ist. Sie bildet zwei gleiche Kettenbögen vom Eigengewichte  $G = \alpha P$  für den Einzelbogen. Indem ich Einen Bogen zufällig und gleichmässig mit  $P$  belaste, senkt sich der Scheitel des belasteten unter sein normales Niveau um  $f'$ , hebt sich der Scheitel des unbelasteten über dasselbe Niveau um  $2f'$ , wie man bei einiger Betrachtung findet. Darnach ist in beiden Kettenbögen für den Gleichgewichtszustand die Horizontalkraft:

$$\frac{P(1+\alpha)L}{8(f+f')} = \frac{\alpha PL}{8(f-2f')}$$

thätig. Diese Gleichung reduziert sich auf:

$$\frac{1+\alpha}{f+f'} = \frac{\alpha}{f-2f'}$$

und findet sich hieraus

die Scheitelsenkung:

$$f' = \frac{f}{3\alpha + 2}$$

die Scheitelhebung:

$$2f' = \frac{2f}{3\alpha + 2}$$

(49).

Gegen diesen anomalen Gleichgewichtszustand muss das Versteifungsmittel zu richten sein, soll die Kette in einen Bogen sich nicht senken, im andern sich nicht heben.

Die beiden unter der vorausgesetzten einseitigen Belastung nun ungleich hängenden Bögen könnten auf den normalen Krümmungspfeil  $f$  zurückgebracht werden, wenn der unbelastete Theil ein zufälliges gleichvertheiltes Gewicht  $P'$  auf sich nähme, und würden auf demselben erhalten bleiben, wenn ein diesem Gewichte äquivalentes Gegenmittel Widerstand leistete.

Der Horizontalschub im einen wie im andern Bogen der Kette würde bei der Mehrbelastung  $P'$ , auf die ledige Seite vertheilt, sein:

$$\frac{(P' + \alpha P)L}{8f} = \frac{P(1+\alpha)L}{8f},$$

woraus  $P' = P$  resultirt.

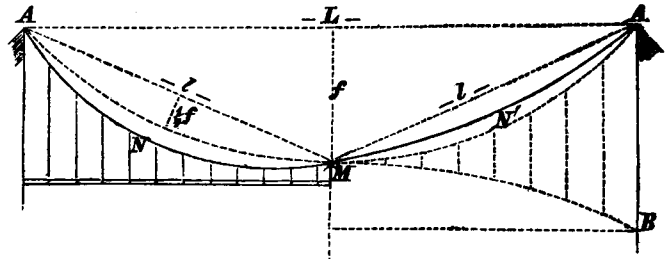
Eine Gegenkette als Aequivalent der Belastungsgrösse  $P' = P$  im Contrabogen  $BMB$  gespannt, und von Glied zu Glied mittelst Verticalstangen an die gegebene Kettencurve  $AMA$  gebunden, zwingt die letztere auf der normalen Scheitelhöhe  $f$  zu verharren und ihre ursprüngliche Form allerwärts einzuhalten. Hiernach berechnet sich auch die in der Gegenkette nothwendig eintretende Spannung für den ihr zukommenden, vom Aufhängewinkel der Tragkette unabhängigen Krümmungspfeil; eine Spannung, einzig und allein abhängig von der Grösse der zufälligen Belastung  $P$  im andern Kettenfelde.

Damit ist zugleich erwiesen, dass die Constructionslast  $\alpha P$  ohne Einfluss ist auf das Biegemoment, d. i. auf die Widerstandskraft, welche der Formveränderung der Trag-

ketten, resp. ihrer Einsenkung unter der einseitigen zufälligen Last entgegengesetzt werden muss.

§. 21. Ich betrachte bei der Gelegenheit auch den von nur zwei Fixpuncten abhängenden eintheiligen Kettenbogen  $AMA$  Fig. 29, um zu sehen, wie er sich unter der Belastung

Fig. 29.



einer Hälfte stellt. Denkt man sich die normale Scheitelmitte  $M$  in Bezug auf lothrechte Beweglichkeit fest, gleichsam unterstützt, so führt die Betrachtung auf den vorigen Fall zweier communizirender Kettenbögen zwischen drei Stützpunkten zurück.

Der belastete Kettentheil senkt sich, der unbelastete hebt sich und die Einsenkung auf der neuen Mitte  $N$  beträgt:

$$f'' = \frac{1}{4(3\alpha + 2)} f,$$

die Emporhebung im Gegenpuncte  $N'$  beträgt:

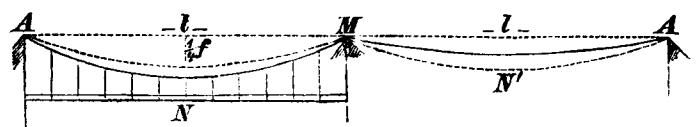
$$2f'' = \frac{1}{2(3\alpha + 2)} f.$$

Der in der Kette, bei dieser Belastung zur Hälfte, thätig werdende Horizontalzug beträgt:

$$O = \frac{PL}{8f} (\alpha + \frac{1}{2}),$$

und der dabei obwaltende Gleichgewichtszustand ist nahezu derselbe, wie im Systeme zweier von drei Stützpunkten abhängiger communizirender Kettenbögen von Fig. 30 bei dem

Fig. 30.



normalmässigen Krümmungspfeile  $\frac{1}{2}f$  und bei der freien Länge

$$l = \frac{1}{2} \sqrt{4L^2 + f^2}$$

für den Einzelbogen und bei der Belastung  $\frac{P}{2}$  auf dem Einzelbogen. Der diesem Systeme unter solcher Anordnung zukommende Horizontalschub der Ketten:

$$O' = \frac{P(1+\alpha)l}{4(f+f')} = \frac{\alpha Pl}{4(f-2f')} = \frac{Pl}{4f} \cdot \frac{3\alpha + 2}{3}$$

gleichet dem für das vorher und eigentlich betrachtete System Fig. 29 gefundenen Horizontalzuge:

$$O = \frac{PL}{8f} (\alpha + \frac{1}{2}),$$

es gilt nämlich annähernd die Gleichung:

$$\frac{Pl}{4f} \cdot \frac{3\alpha + 2}{3} = \frac{PL}{8f} (\alpha + \frac{1}{2}).$$

Nach diesem ist der ursprüngliche Zustand der normalen, für beide Bogentheile (Fig. 30) gleichen, Pfeilhöhe von  $\frac{1}{2}f$

durch Anwendung einer Gegenkraft  $\frac{1}{2}P$ , in lothrechter Richtung abwärts wirksam und längs der unbelasteten Hälfte angeordnet, bleibend zu bewerkstelligen. Mit der Zurückführung des einen Falles auf den Andern gilt für beide dasselbe, d. h. der unbelastete Halbbogen  $MA$ , Fig. 29, ist durch die lothrechte über seiner Länge vertheilte Gegenwirkung von  $\frac{1}{2}P$  in die normale Form zurückzubringen und in dieser zu erhalten. Damit ist auch dargethan, dass die Constructionslast der Kette, wie gross sie auch sei, hier wie dort keinen Einfluss auf das Moment der Biegung ausübe.

§. 22. Einsenkung der Tragkette auf der belasteten Seite des Systems bei Anwendung der bogenförmigen Versteifungskette.

Die gedachte Gegenkette, in der Verbindung mit dem Tragbogen, versteift stets nur die lastfreie Hälfte der Brücke während der vorschreitenden Belastung auf der andern Seite. Die mögliche Einsenkung der Tragkette auf der Lastseite beträgt im Maximum und im ungünstigsten Falle, nämlich bei dem Vorgeschriftensein der Belastung bis zur Viertelmittle  $N$  (auf  $\frac{1}{2}L$  der freien Länge)

$$f''' = \frac{1}{16(3\alpha + 1)} f.$$

Diese Kettensenkung theilt sich im Abstände von  $\frac{1}{2}L$  vom Pfeiler der Brückenbahn mit und veranlasst ein Gefälle auf dieser im Verhältnisse von:

$$f''' : \frac{1}{2}L = 1 : g,$$

wo

$$g = \frac{2(3\alpha + 1)L}{f}$$

innerhalb der Grenzen auszuführender Kettenbrücken den Werth von 50 bis 280 annehmen kann. Denn es ist: bei  $f = \frac{1}{2}L$  und bei  $\alpha = \frac{1}{2}$ , was für Brücken von kleinen Spannweiten (von 60–120 Fuss) geltend gesetzt werden kann,

$$g = 48;$$

bei  $f = \frac{1}{2}L$  und  $\alpha = 1$ , was für Brücken von grössern Spannweiten (von 240–360') zu gelten pflegt, ist:

$$g = 120;$$

bei  $f = \frac{1}{2}L$  und  $\alpha = 2$ , was für Objecte von grossen Spannweiten (600–720') eintritt, ist:

$$g = 280;$$

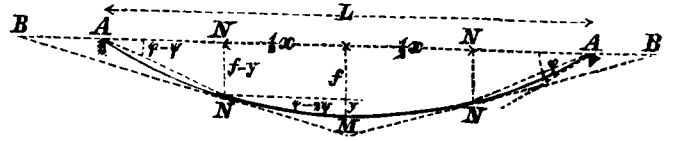
diess, nämlich  $\frac{1}{2}$  bis  $\frac{1}{2}$  sind mässige Gefälle, welche von Locomotiven selbst auf lange Strecken ohne Anstand befahren werden.

Diese Grenzwerte in den Gefällsverhältnissen der Brückenbahn, aus Anlass der möglichen Kettensenkung bei der ausschliesslichen Anwendung des bogenförmigen Gegensystems zur Versteifung, lassen die Folgerung zu, dass das besagte Versteifungsprincip auch für sich allein genüge, um eine Kettenbrücke für den Locomotivbetrieb anwendbar zu machen.

Uebrigens erzielt man ein in beiden Hälften der Fahrbahn vollkommen steifes Hängewerk, wenn man die eine oder die andere der Curven, entweder den Tragbogen oder die Gegenkette des obigen Systems mittelst Gitterstreben für sich versteift, und so einen bogenförmigen Gitterbalken bildet, der mit der Kettenlinie in Verbindung gebracht ist. Ich werde auf dieses combinirte Versteifungsprincip weiter unten bei der Behandlung der combinirten Hänge- und Sprengwerke besonders zurückkommen.

§. 23. Die Horizontalwirkungen im theilweise, jedoch symmetrisch von der Mitte nach beiden Seiten belasteten Systeme.

Fig. 31.



Ein steifer Bogen von der Sehnslänge  $AA = L$  und vom Aufhängewinkel  $\varphi$  (Fig. 31) sei von der Scheitelmittle  $M$  aus nach jeder Seite hin auf die beliebige Länge  $\frac{1}{2}x$  belastet, wonach die vorhandene Belastung  $gx$  die Sehnslänge  $x = \beta L = l$  einnehmen wird.

Wenn ich, den belasteten Theil für sich betrachtend, in den Endpunkten  $N$  der Belastung den Tangentialzug

$$T = \frac{O}{\cos(\varphi - \phi)}$$

in seiner Richtung  $NB$  wirksam denke, so erscheinen die beiden unbelasteten Bogentheile von der vorhandenen Last nicht in Anspruch genommen, und widersteht der belastete Theil allein mit der Zugfestigkeit seines Querschnittes.

Die Richtung dieser Tangentialen trifft die Sehne  $AA$  des gegebenen Bogens ausserhalb im Punkte  $B$ . Ihre Componenten sind die Horizontalkraft  $O$  und die Vertikalkraft  $V$  im Punkte  $N$  wirksam.

In der Tangentenrichtung  $BN$  ist ein widerstandleistendes Medium im System nicht vorhanden, ein solches ist aber vom Stützpunkte  $A$  her in der Richtung  $AN$  durch den unbelasteten Bogentheil  $AN$  gegeben. Indem ich die beiden unbelasteten Bogentheile zur Tragung der vorhandenen Last und zur Erzielung des Gleichgewichts im Systeme mitverwende und mit in Anspruch nehme, führe ich den Sehnzug  $S$ , in der Richtung  $AN$  wirksam, ein. Dieser besteht aus den Componenten  $O_1$  in horizontaler und  $V$  in lothrechter Richtung im Punkte  $N$  wirksam.

Der frühere Horizontalzug  $O$  und der jetzige  $O_1$  stehen zu einander in folgendem Verhältniss:

$$O : O_1 = BN : AN$$

und ist überdiess:

$$O - O_1 = O_2, \text{ oder } O = O_1 + O_2.$$

Nachdem:

$$BN = \frac{f-y}{\tan(\varphi-2\phi)} \text{ und } AN = \frac{f-y}{\tan(\varphi-\phi)},$$

so lautet die obige Proportion:

$$O : O_1 = \frac{f-y}{\tan(\varphi-2\phi)} : \frac{f-y}{\tan(\varphi-\phi)},$$

woraus:

$$O_1 = O \frac{\tan(\varphi-2\phi)}{\tan(\varphi-\phi)},$$

$$O_2 = O \left( 1 - \frac{\tan(\varphi-2\phi)}{\tan(\varphi-\phi)} \right)$$

gefunden wird.

Es ist für den practischen Gebrauch bequemer, die beiden Werthe, anstatt durch die Winkel  $\varphi$  und  $\phi$ , durch die Belastungslänge  $x = l$  ausgedrückt zu haben.

Man erhält  $O_1$  und  $O_2$  als Functionen von  $x$  und  $L$  dar-

gestellt, indem man (wie bereits im §. 5 bei der Ermittlung der Sehnkräfte eines in gleicher Weise belasteten Systems geschah):

$$\tan(\varphi - 2\psi) = \frac{4fx}{L^2} \text{ und } \tan(\varphi - \psi) = \frac{2f(L-x)}{L^2}$$

setzt und schreibt:

$$\left. \begin{aligned} O_1 &= O \frac{2x}{L+x} \\ O_2 &= O \frac{L-x}{L+x} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (50).$$

Für  $x = 0$  wird alsdann:

$$O_1 = 0 \text{ und } O_2 = O,$$

für  $x = \frac{1}{2}L$  wird:

$$O_1 = \frac{1}{2}O \text{ und } O_2 = \frac{1}{2}O,$$

für  $x = \frac{2}{3}L$  wird:

$$O_1 = \frac{2}{3}O \text{ und } O_2 = \frac{1}{3}O,$$

für  $x = \frac{3}{4}L$  wird:

$$O_1 = \frac{3}{4}O \text{ und } O_2 = \frac{1}{4}O,$$

für  $x = L$  wird:

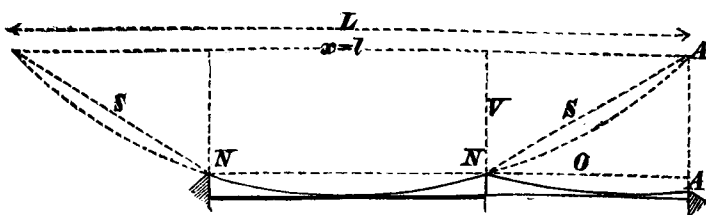
$$O_1 = O \text{ und } O_2 = 0.$$

Diesen unter der Hypothese einer vollkommenen Starrheit des Bogens aufgestellten Lehrsatz, welcher mit jenem im §. 5 entwickelten verwandt ist, vorausgeschickt, schreite ich zur Anwendung desselben auf practische Constructionsfälle, indem ich ihn zur Bildung von Zwei- und Dreifelder-Brücken benütze, auf die Lastwirkungen bei der nun zu supponirenden Elasticität des Materials und der eigenthümlichen Biegungsfähigkeit des steifen Bogens Rücksicht nehmend.

Uebergang zu den Zwei- und Dreifelder-Bogenbrücken.

§. 24. Ich modifizire das einfache System eines theilweise und symmetrisch belasteten Bogens von Fig. 31. unbeirrt der Vertical- und Horizontalkräfte, welche aus der vorhandenen Belastung resultiren, zu einer Zweibogenbrücke, indem ich es in zwei Theile der Art zerlege, dass der belastete Bogenthail das eine, der unbelastete das andere Feld des Doppelsystems bildet. Hierbei ersetze ich die Sehnkraft  $S$  einerseits durch ein festes Widerlager im Anfangspunkte  $N$  der Belastung, begegne der andern gleichen Sehnkraft, sie in ihre Componenten  $V$  und  $O$  auflösend, im Endpunkte der Belastung dadurch, dass ich der Verticalen einen Stützpfeiler setze und die Horizontale auf den unbelasteten Bogenthail  $NA$  einwirken lasse, diesen nach der Richtung der Kraft umlegend und anordnend, und seine ursprüngliche richtige, d. i. im umgekehrten Verhältnisse zur Grösse der Kraft stehende Länge beibehaltend. Fig. 32. Das eine Feld nimmt alsdann den Theil  $x = l$  der Gesamtlänge  $L$ , das andere den Theil  $\frac{1}{2}(L-x)$  (bezogen auf das ursprüngliche Einbogensystem) ein.

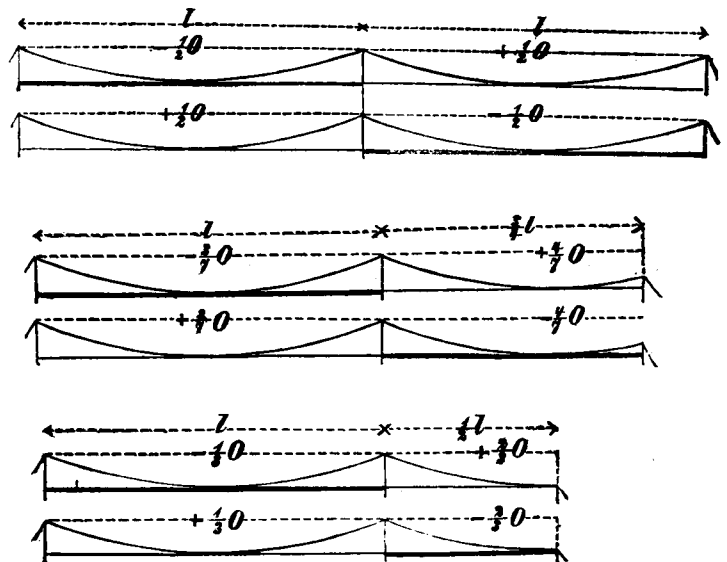
Fig. 32.



Die weitere Anordnung besteht noch darin, dass die beiden Bogenthelle gleiche Pfeilhöhen erhalten, also die Scheitel derselben in einen Horizont zu liegen kommen, wodurch das Eigengewicht der Bogenconstruction, auf den Stützpunkten  $N$  und  $A$  ruhend, für sich im Gleichgewichte ist.

Die Felder des Zweibogensystems können von gleicher oder von ungleicher Länge sein. Die bei der Belastung eines Feldes wirksamen Biegungskräfte, resp. Horizontalzüge, liegen in den allgemeinen Gleichungen (50) ausgedrückt und sind für drei specielle weiter unten zu berechnende Beispiele in Fig. 33 angesetzt.

Fig. 33.



§. 25. Auf ähnliche Art verwandle ich das Einbogensystem in ein Dreifeldersystem, indem ich es in drei gleiche oder ungleiche Theile ausbreite, in den Theilungspunkten durch Pfeiler unterstütze, die äussersten Endpunkte in ihren Widerlagern festhalte und alle drei Bogen mit ihren Scheiteln in einen Horizont bringe, den ursprünglichen Krümmungshalbmesser derselben beibehaltend. Die Scheitel der Einzelbögen können übrigens auch in verschiedenen Horizonten zu liegen kommen, wenn nur der ursprüngliche Krümmungshalbmesser derselben beibehalten wird.

Die bei partieller Belastung wirksam werdenden Horizontalkräfte stehen immer im Verhältniss zur vorhandenen Belastung. Heisst die gesammte freie Länge des Systems  $L$ , die Belastungslänge  $x$ , die bei der vollen Brückenbelastung thätige Horizontalkraft  $O$ , der bei partieller Belastung eintretende Horizontalzug  $O_1$  und  $O_2$ , so verhält sich

$$\left. \begin{aligned} O : O_1 &= L : x \text{ und ist } O_1 = O \frac{x}{L}, \\ \text{auch ist (nach §. 23)} \\ O - O_2 &= O_1, \text{ also } -O_2 = O_1 - O \end{aligned} \right\} (51)$$

Im Dreibogensystem mit gleichen Feldern treten also bei der Belastung eines Feldes, d. i. bei  $x = \frac{1}{2}L$ , die Horizontalkräfte

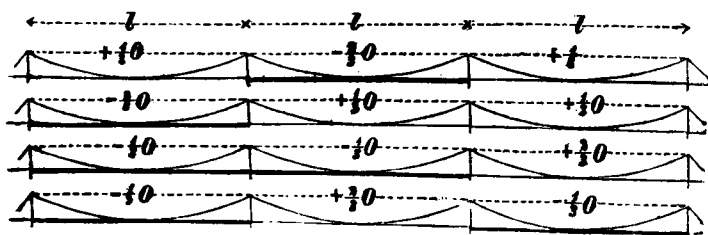
$$O_1 = \frac{1}{2}O \text{ und } -O_2 = -\frac{1}{2}O$$

auf  $-\frac{1}{2}O$ , in der Richtung und Art der Wirksamkeit entgegengesetzt, daher negativ.

Folgende bildliche Zusammenstellung Fig. 34 versinnlicht im gedachten Systeme die Grösse und Art der Horizontal-

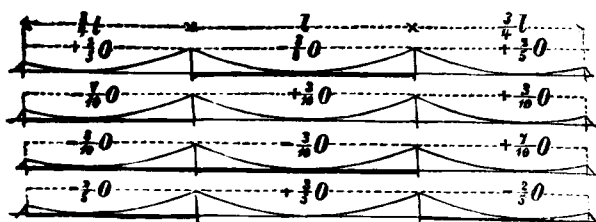
kräfte bei verschiedenen — nach der Länge der Felder bemessenen und abgetheilten Partialbelastungen, die Einzellänge der Felder  $l$  gesetzt.

Fig. 34.



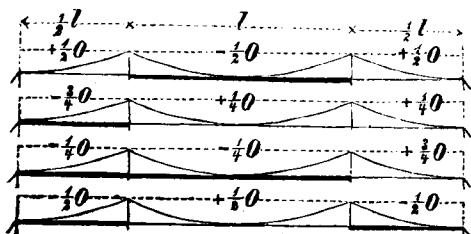
Im Dreibogensystem mit ungleichen Feldern, das Mittelfeld  $l$  die Seitenfelder  $\frac{1}{2}l$  gesetzt, treten die im nachstehenden Schema Fig. 35 ersichtlich gemachten Biegungskräfte unter den verschiedenen Phasen partieller nach den Feldlängen untergetheilte Belastungen auf.

Fig. 35.



Bei der beziehungsweise Länge von  $l$  und  $\frac{1}{2}l$  des Mittelfeldes und der Seitenfelder ergeben sich bei den verschiedenen möglicherweise vorkommenden partiellen Belastungen die in der nächsten Zusammenstellung Fig. 36 angedeuteten Horizontalkräfte.

Fig. 36.



Ich will noch folgende zwei Schemata beifügen, weil ich die damit vorgestellten Fälle bei meinen spätern Berechnungen specieller Beispiele in Betracht zu ziehen haben werde.

Fig. 37.

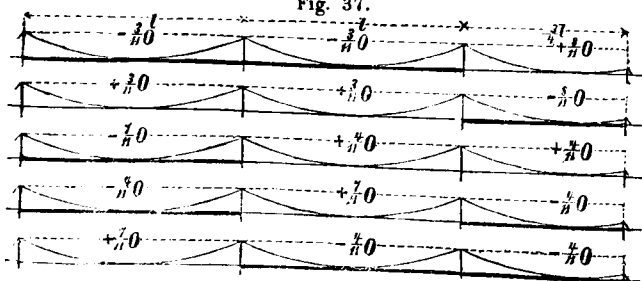
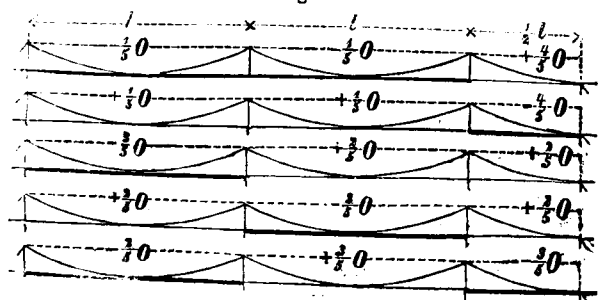


Fig. 38.



## Berechnung specieller Beispiele von Zweifelder-Bogenbrücken.

§. 26. Die Zweifelder Bogenbrücke mit gleichen Feldern.

Ein Fluss oder Thal von 600 Fuss sei mit zwei gleich grossen Bögen zu überbrücken, wonach jeder Bogen die freie Länge von 300 Fuss erhält. Hier ist also

$L = 600'$  die Gesamtweite,

$l = \frac{1}{2} L = 300$  Fuss die Einzelweite;

$f = \frac{1}{16} l = 15'$  sei der Krümmungspfeil,

$P = 5000$  Ctr. die zufällige Belastung eines Bogens,

$P' = \alpha P = 3000$  Ztr. die Eigenlast der Construction eines Bogens.

Zur Veranschaulichung des Beispiels durch Construction diene die Fig. 1 und 4 auf Blatt G.

Die Eigenlast der Construction bewirkt eine horizontale Kettenspannung, resp. Bogenpressung, von

$$H = \frac{\alpha Pl}{8f} = 7500 \text{ Centner,}$$

wovon die Hälfte auf den oberen (inneren), die Hälfte auf den unteren (äusseren) Strang kommt.

Durch die volle auf beiden Feldern vorhandene zufällige Belastung wird die Horizontalspannung in den Bogensträngen erhöht um

$$O = \frac{Pl}{8f} = 12500 \text{ Ctr.,}$$

wovon die eine Hälfte wieder auf den inneren, die andere auf den äusseren Strang fällt, beide Stränge von gleichem Querschnitt gedacht.

Die vereinte Spannung, beziehungsweise Pressung, wird also unter der vollen Belastung der Brücke in horizontaler Wirkung betragen

$$H + O = 20000 \text{ Ctr.,}$$

in tangentialer Richtung nächst den Stützpunkten

$$T = \frac{H + O}{\cos \varphi} = 20408 \text{ Ctr.,}$$

wovon 10000 und beziehungsweise 10204 Ztr. auf jeden der beiden Stränge entfallen, deren Querschnitt sich nach dieser Maximalanspruchnahme bemisst.

Der Bogen ist auf dem mittleren Stützpfiler in horizontalem Sinne frei beweglich zu denken, und beträgt der Widerstand der Reibung hierselbst bei der zufälligen Belastung eines Feldes

$$R = P(\alpha + \frac{1}{2})\gamma = 5500\gamma$$

durch  $\gamma$  den Reibungscoefficienten ausgedrückt.

Es ist die Aufgabe, das Verhalten des Systems bei der Belastung eines Brückenfeldes zu berechnen. Im Hinblick auf das im §. 23–24 Gefundene und Besprochene ist die unter der Belastung des einen Feldes wirksam werdende Horizontalkraft  $O_1$  und  $O_2$  bekannt. Die dort aufgestellten Formeln geben für das vorliegende Beispiel, nämlich für  $\alpha = \frac{1}{2}L$ , mit Berücksichtigung des Reibungswiderstandes im Stützpunkte des Mittelpfeilers

$$O_1 = \frac{1}{2}(O - R) = \frac{1}{2}(12500 - 5500\gamma),$$

womit der unbelastete Bogen auf Biegung in Anspruch genommen wird, und

$$-O_2 = -\frac{1}{2}(O - R) = -\frac{1}{2}(12500 - 5500\gamma),$$

womit der belastete Bogen auf Biegung beansprucht wird.



Ich stelle nun behufs der durchzuführenden Berechnung zwei Vorbedingungen auf:

1. Die Inanspruchnahme der Längsbänder des Systems bei der Belastung des einen Feldes soll durchgehend eine gleichartige sein, beim Hängwerk eine Spannung, die nirgends in eine effective Pressung der Kettenstränge ausartet, beim Sprengwerk eine Pressung, welche nirgends in den Bogenbändern eine überwiegende Spannung (Inanspruchnahme auf Zug) aufkommen lässt.

2. Die Maximal-Inanspruchnahme der Längsbänder bei der Belastung des einen Feldes soll nicht die Maximal-Inanspruchnahme derselben bei der vollen Belastung beider Brückenfelder (10204 Ctr.) überschreiten, sondern sollen sich die beiden Maxima nahe gleich sein; nachdem der Querschnitt der Bogenstränge als für das oben berechnete Maximum von 10204 Ctr. schon bemessen anzusehen ist.

Die Erfüllung dieser beiden Bedingungen hängt von der entsprechenden Wahl der Gitterwandhöhe ab, und erscheinen beide erfüllt, wenn man diese Höhe mit demjenigen Werthe  $a$  in Rechnung stellt, bei welchem die summarische Inanspruchnahme des innern Stranges im Scheitel des belasteten Bogens gleich Null ist.

Mit der Nullsetzung der arithmetischen Summe der gedachten Inanspruchnahmen an der besagten Stelle ist die Relation gebildet, aus welcher der zu wählende Abstand der Bogenstränge — das Höhenmaass  $a$  — hervorgeht.

Im Scheitel des innern Stranges des belasteten Bogens sind bei der Belastung desselben die Inanspruchnahmen folgende:

a) Die Spannung aus Anlass der Constructionslast im Betrage von

$$\frac{1}{2} H = \frac{\alpha Pl}{16f} = 3750 \text{ Ctr.}$$

b) Die Spannung aus Anlass des durchgängigen Horizontalzuges von  $O_1 = \frac{1}{2} (O - R)$ , pro Einzelstrang:

$$\frac{1}{2} O_1 = \frac{1}{2} (O - R) = \frac{1}{2} (12500 - 5500 \gamma).$$

c) Die Spannung aus Anlass des Reibungswiderstandes in den Stützpunkten des Mittelpfeilers, pro Strang:

$$\frac{1}{2} R = \frac{1}{2} P (\alpha + \frac{1}{2}) \gamma = \frac{1}{2} \cdot 5500 \gamma.$$

d) Die Pressung (Gegenspannung) aus Anlass des horizontalen Gegenzuges  $O_2$  im Betrage von

$$-X = -\frac{1}{2} O_2 \left( \frac{2f}{a} + 1 \right) = -\frac{1}{2} (O - R) \left( \frac{2f}{a} + 1 \right)$$

Die arithmetische Summe dieser Inanspruchnahmen gleich Null gesetzt lautet die fragliche Relation:

$$\frac{1}{2} (H + O_1 + R) - X = 0 \dots \quad (52)$$

woraus unter Einsetzung der Werthe und nach gehöriger Reduction gefunden wird

$$a = \frac{l - 8f(\alpha + \frac{1}{2})\gamma}{\alpha l + 8f(\alpha + \frac{1}{2})\gamma} f \dots \quad (53)$$

Um in der Berechnung weiter vorzugehen, muss nun über einen speciellen Werth des Reibungscoefficienten  $\gamma$  entschieden werden.

Der Widerstand der rollenden Reibung ist so gering, dass dabei  $\gamma = 0$  genommen werden kann. Bei gleitender Reibung des Eisens auf Eisen wird  $\gamma = \frac{1}{2}$ , bei gleitender Reibung

des Eisens auf Stein wird  $\gamma = \frac{1}{2}$  in runder Zahl gesetzt werden können.

Mit Einführung der rollenden Reibung durch Anwendung eines Rollwagens in den Stützpunkten der Mittelpfeiler, oder vielmehr mit  $\gamma = 0$ , verzichte ich auf den Vortheil des Reibungswiderstandes für meine Construction gänzlich, und erhalte die zu wählende Gitterwandhöhe mit dem Werthe

$$a = \frac{f}{\alpha}.$$

Dieser Ausdruck zeigt, dass die Wandhöhe nur vom Maasse des Krümmungspfeils und von dem Verhältnisse der Constructionslast zur zufälligen Belastung abhängig ist, und dass das Verhältniss der Pfeilhöhe zur Spannweite ohne Einfluss auf das Moment der Biegung bleibt.

Indem man also  $\gamma = 0$  setzt, bekommt man für das in Rechnung stehende Beispiel

$$R = 0 \text{ und } a = 25 \text{ Fuss,}$$

und damit beziffert sich die Inanspruchnahme anlässlich der Biegung im inneren Strange des belasteten Feldes mit

$$-X = -\frac{1}{2} O_2 \left( \frac{2f}{a} + 1 \right) = -6875 \text{ Ctr.};$$

im inneren Strange des ledigen Feldes mit

$$X = \frac{1}{2} O_1 \left( \frac{2f}{a} + 1 \right) = 6875 \text{ Ctr.}$$

dann im äusseren Strange des ersten Feldes mit

$$W = \frac{1}{2} O_1 \left( \frac{2f}{a} - 1 \right) = 625 \text{ Ctr.}$$

im äusseren Strange des letzteren mit

$$-W = -\frac{1}{2} O_1 \left( \frac{2f}{a} - 1 \right) = -625 \text{ Ctr.}$$

und ergibt sich, entsprechend der gestellten Bedingung, die combinirte Inanspruchnahme des inneren Stranges im Scheitel des belasteten Bogens mit

$$3750 + 3125 - 6875 = 0,$$

während man die vereinte Inanspruchnahme des äusseren Stranges im Scheitel desselben Bogens hat mit

$$3750 + 3125 + 625 = 7500 \text{ Ctr.,}$$

während ferner die vereinte Inanspruchnahme im inneren Strange des unbelasteten Bogens auf

$$3750 + 6875 = 10625 \text{ Ctr.,}$$

jene im äusseren Strange desselben auf

$$3750 - 625 = 3125 \text{ Ctr.}$$

sich stellt.

Die Inanspruchnahme der Strebeglieder bemisst sich nach der Formel (24)

$$Y = O_1 \frac{\sin \varphi}{\sin \beta} \text{ mit } Y = 1749 \text{ Ctr.}$$

für das sich kreuzende Strebenpaar der Kreuzverstrebung, also mit

$$\frac{1}{2} Y = 874 \text{ Ctr.}$$

für die Einzelstrebe.

Wenn ich in der Absicht, die Reibung zu Gunsten der Construction auszunützen, die gleitende Reibung des Eisens auf Stein in den Stützpunkten einführe, und demgemäss  $\gamma = \frac{1}{2}$  in Rechnung stelle, so habe ich  $R = 2750$ ,  $O_1 = 4875$  Ctr. und  $a = 14,268$  Fuss, womit sich die Scheitel-Inanspruchnahme im innern Strange des belaste-

ten Bogens gleich 0 Ctr., dieselbe im äussern Strange des besagten Bogens mit 10244 Centnern, dieselbe im innern Strange des anderen Bogens mit 11313 Centnern, dieselbe im äussern Strange des besagten Bogens mit 1068 Centnern herausstellt.

Die Inanspruchnahme der Gitterstreben beträgt hiebei

$$Y = O_1 \frac{\sin \varphi}{\sin \beta} = 1363 \text{ Centner}$$

für das Strebenkreuz, und

$$\frac{1}{2} Y = 686 \text{ Ctr.}$$

für die Einzelstrebe.

Die Fig. 1. auf Blatt G veranschaulicht die Rechnung dieses Beispiels für den Fall der vollständigen Ausnützung des Reibungswiderstandes, nämlich für  $\gamma = \frac{1}{2}$ . Die Höhe der Wand erscheint im rechnungsgemässen Verhältniss zur Länge gezeichnet, und die gefundenen Inanspruchnahmen der Längsbänder sind örtlich angeschrieben.

Die für das kettenbogenförmige Hängwerk geführte Rechnung gilt auch für das stützbogenförmige Sprengwerk. Die Inanspruchnahme der Längsbänder wird auch hier eine gleichartige sein, jedoch keine Spannung, sondern eine Pressung beziffern. Die Fig. 4 auf dem erwähnten Blatte stellt das analoge Sprengwerk für den Rechnungsfall  $\gamma = \frac{1}{2}$  dar.

§. 27. Die Zweifelderbrücke mit ungleichen Feldern.

Eine Weite von 525 Fuss sei derart zu überbrücken, dass das eine Feld 300', das andere  $\frac{1}{2}$  des erstern, also 225' messe. Hier ist also

$L = 525$  Fuss die Gesamtweite,

$l = \frac{1}{2} L = 300$  Fuss die Länge des belastet angenommenen Feldes. Sei ferner

$f = \frac{1}{16} l = 15$  Fuss wieder die Pfeilhöhe,

$P = 5000$  Ctr. die zufällige Belastung des grösseren Feldes,

$P' = 3000$  Ctr. die Constructionslast desselben.

Wie im vorigen Beispiele, so beträgt auch hier die Kettenspannung aus Anlass der Constructionslast in den Scheiteln der Bögen

$$H = \frac{\alpha Pl}{8f} = 7500 \text{ Ctr.}$$

und desgleichen die Erhöhung dieser Spannung unter voller zufälliger Belastung beider Felder

$$O = \frac{Pl}{8f} = 12500 \text{ Ctr.,}$$

wornach die vereinigte Spannung aus beiden erwähnten Lasten wieder, wie vorher,

$$H + O = 20000 \text{ Ctr.}$$

in den Scheiteln der Bögen, und

$$T = 20408 \text{ Ctr.}$$

zunächst der Stützpunkte beträgt, sich zu gleichen Theilen auf den inneren und äusseren Bogenstrang vertheilend, die Stränge von gleichem Querschnitte vorausgesetzt.

Wie wird das System unter der Belastung des grössern Brückenfeldes, während das andere unbelastet ist, in Anspruch genommen? Mit Hinweisung auf den §. 24 ist im gegenwärtigen Beispiele unter Berücksichtigung des Reibungswiderstandes der Horizontalzug:

$$O_1 = \frac{1}{2} (O - R) \text{ und } -O_1 = -\frac{1}{2} (O - R).$$

Der erstere Horizontalzug übergeht bei der Anordnung der ungleichen Brückenfelder, streng genommen, in den geneigten Sehnzug.

$$S = \frac{O_1}{\cos \frac{1}{2} \varphi} = \frac{O - R}{\cos \frac{1}{2} \varphi},$$

durch  $\varphi$  den Abfallwinkel resp. Ansteigewinkel in den Stützpunkten der Mittelpfeiler bezeichnet.

Indem ich wieder die im Vorigen gestellten Bedingungen bezüglich der Gleichartigkeit der Inanspruchnahme der Bogenstränge und des Nichtüberschreitens ihrer Maximalspannung, welche sie unter der vollen durchgehenden Belastung zu erleiden haben, einsetze, gehe ich an die Bestimmung der Wandhöhe  $a$  für das vorliegende Beispiel.

Ich finde sie aus der Relation

$$\frac{1}{2} (H + O_1 + R) - X = 0,$$

in welcher, wie früher

$$H = \frac{\alpha Pl}{8f} = 7500 \text{ Ctr.,}$$

$$R = P (\alpha + \frac{1}{2}) \gamma$$

und nach obiger Ansetzung

$$O_1 = \frac{1}{2} (O - R),$$

dann

$$X = \frac{1}{2} O_2 \left( \frac{2f}{a} + 1 \right) \text{ ist,}$$

mit dem Ausdrucke

$$a = \frac{6l - 48f(\alpha + \frac{1}{2})\gamma}{(7\alpha + 1)l + 48f(\alpha + \frac{1}{2})\gamma} f \quad (54),$$

für  $\gamma = 0$  wird hier  $a = \frac{6f}{7\alpha + 1} = 17,3$ ,

für  $\gamma = \frac{1}{2}$  wird  $a = 10,766$  Fuss.

Damit berechnen sich bei der erstern Annahme die Kettenspannungen wie folgt:

für den innern Strang im grössern Felde (gemäss der Bedingung) mit 0 Ctr.;

für denselben im kleinern Felde mit 10821 Ctr.;

für den äussern Strang in jenem Felde mit 9287 Ctr.;

für denselben in diesem Felde mit 3844 Ctr.

Bei der Annahme von  $\gamma = \frac{1}{2}$  berechnen sich die Kettenspannungen, wie folgt:

Für den innern Strang des belasteten Feldes mit 0 Ctr.;

für denselben im ledigen Felde mit 10919 Ctr.;

für den äussern Strang des belasteten Feldes mit 11643 Ctr.;

für denselben im unbelasteten Felde mit 2177 Ctr.

Die letztere Alternative dieses Beispiels ist in Fig. 2 und 5, Blatt G, veranschaulicht.

Mit der Verlängerung des  $\frac{1}{2} l$  Feldes auf die Länge des  $l$  Feldes mittelst der Gegenkette nach der Andeutung der Figur 2 ist die Construction zugleich auf das System gleicher Felder zurückgeführt, und zwar unter Beibehaltung derselben Wandhöhe.

Die Inanspruchnahme der Gitterstreben beträgt hier für das Strebenkreuz bei  $\gamma = 0$

im einen Bogen  $y = O_2 \frac{\sin \varphi}{\sin \beta} = 1489$  Centner;

im andern Bogen  $y = O_1 \frac{\sin \frac{1}{2} \varphi}{\sin \beta} = 1489$  Ctr.;

bei  $\gamma = \frac{1}{2}$  stellt sich dieselbe

im einen Bogen auf  $y_1 = O_1 \frac{\sin \varphi}{\sin \beta} = 1164 \text{ Ctr.}$

im andern Bogen auf  $y_1 = O_1 \frac{\sin \frac{1}{2} \varphi}{\sin \beta} = 1164 \text{ Ctr.}$

§. 28. Die Zweifelder-Bogenbrücke, das Seitenfeld von der halben Länge des Mittelfeldes, dieses 300' lang.

Hier wird demnach sein:

$L = 450$  Fuss die Gesamtspannweite,

$l = \frac{1}{2} L = 300$  Fuss die grössere Feldweite;

$f, P$  und  $P'$  bleiben ungeändert wie oben. Auch die Werthe  $H$  und  $O$  bleiben dieselben, so dass die Maximalspannung in den Bogenscheiteln bei voller durchgehender Brückenbelastung wieder 20000 Ctr., und 20408 Ctr. zunächst der Stützpunkte des Mittelpfeilers beträgt.

Bei der Belastung des grössern Feldes allein betragen die Horizontalkräfte mit Bezugnahme auf das im §. 24 Entwickelte und mit Rücksicht auf den Reibungswiderstand in den Stützpunkten

$$O_1 = \frac{2}{3} (O - R) \text{ und } O_2 = \frac{1}{3} (O - R).$$

Die erstere von diesen übergeht bei der Anordnung des gegenwärtigen Beispiels (Fig. 3 und 6, Blatt G) in den Sehnenzug

$$S = \frac{O_1}{\cos \frac{1}{2} \varphi},$$

durch  $\varphi$  den Abfallwinkel, resp. Ansteigwinkel der Bögen bezeichnet.

Unter den oben gemachten Vorbedingungen bestimmt sich die Gitterwandhöhe aus der Relation

$$\frac{1}{2} (H + O_1 + R) - X = \phi$$

mit

$$a = \frac{2l - 16f(\alpha + \frac{1}{2})\gamma}{(3\alpha + 1)l + 16f(\alpha + \frac{1}{2})\gamma} f \dots (55).$$

Für  $\gamma = \phi$  wird dann  $a = \frac{2f}{3\alpha + 1} = 10,714,$

für  $\gamma = \frac{1}{2}$  wird  $a = 7,222$  Fuss.

Im erstern Falle berechnen sich die Kettenspannungen für den innern Strang des belasteten Feldes gemäss der Vorbedingung mit 0 Ctr.;

für denselben im ledigen Felde auf der Mitte seiner Länge mit 10888 Ctr.;

für den äussern Strang des belasteten Feldes mit 11665 Ctr.;

für denselben im Seitenfelde auf der Mitte seiner Länge mit 5024 Ctr.

Im zweiten Falle berechnen sich die Kettenspannungen für den innern Strang des grössern Feldes, der Bedingung gemäss, mit 0 Ctr.;

für denselben im kleinern Felde auf der Mitte seiner Länge mit 10423 Ctr.;

für den äussern Strang des einen Feldes mit 11860 Ctr.;

für denselben im andern Felde auf der Mitte des Bogens mit 3645 Ctr.

Die Inanspruchnahme der Strebeglieder beträgt für das Strebekreuz bei  $\gamma = 0$

im einen Bogen  $y = O_1 \frac{\sin \varphi}{\sin \beta} = 1150 \text{ Ctr.};$

im andern Bogen  $y = O_1 \frac{\sin \frac{1}{2} \varphi}{\sin \beta} = 1150 \text{ Ctr.};$

bei  $\gamma = \frac{1}{2}$  beträgt dieselbe für das Kreuz

im einen Felde  $y' = O_1 \frac{\sin \varphi}{\sin \beta} = 900 \text{ Ctr.};$

im andern Felde  $y' = O_1 \frac{\sin \frac{1}{2} \varphi}{\sin \beta} = 900 \text{ Ctr.}$

Mit der Ergänzung des Halbfeldes auf die Weite des Ganzfeldes mittelst der Gegenkette nach der Andeutung der Fig. 3 ist zugleich das System unter Beibehaltung der Wandhöhe auf eine Zweibogenbrücke mit gleichen Feldern zurückgeführt.

#### Berechnung specieller Beispiele von Dreifelder-Bogenbrücken.

§. 29. Ich exemplificire dieses System zuerst mit einer Brücke, deren Seitenfelder die halbe Länge des Mittelfeldes haben und führe die Berechnung für den Fall der Belastung des Mittelfeldes — den ungünstigsten Fall theilweiser Belastung — durch, mich hierbei auf die graphische Zusammenstellung Fig. 36 §. 25 berufend, wo die Biegungskräfte für die verschiedenen Phasen der Belastung angegeben sind.

Nach dem Vorgang, welcher bei der speciellen Behandlung der Zweifelderbrücken eingehalten wurde und mit Benutzung der dort aufgestellten Formeln zur Bemessung der Gitterwandhöhe (Formel 52—53) findet sich für das gegenwärtige Beispiel einer Dreifelderbrücke

von der Mittelfeldlänge  $l = 300$  Fuss;

„ „ Seitenfeldlänge  $\frac{1}{2} l = 150$  „

„ „ Pfeilhöhe  $f = 15$  „

mit der zufälligen Last  $P = 5000$  Ctr.

im Mittelfelde und

„ „ Constructionslast  $\alpha P = 3000$  Ctr.

im Mittelfelde

bei  $\gamma = 0$ , die Wandhöhe  $a = 25$  Fuss,

„  $\gamma = \frac{1}{2}$  „ „  $a = 14,268$  „

Ferner ergibt sich bei  $\gamma = \frac{1}{2}$  im belasteten Mittelfelde die Spannung

im Scheitel des innern Stranges 0 Ctr.

„ „ „ äussern „ 10240 „

In den unbelasteten Halbfeldern findet sich die Spannung auf der Bogenmitte

des innern Stranges 7472 Ctr.,

„ äussern „ 2600 „

Mit Zuziehung der Gegenkette lassen sich die beiden Halbfelder unbeschadet der bisherigen Rechnungsergebnisse auf die Länge des Mittelfeldes bringen, womit das System auf eine Dreibogenbrücke von gleichen Feldern zurückgeführt erscheint. Die Fig. 1 und 2 auf Blatt H geben das Bild dieser beiden Dreifelder-Systeme. Bei dem letztern dieser beiden wird das Schema Fig. 38 §. 25 bezüglich des Falles der auf den zwei ersten Feldern eintretenden Belastung und der damit verbundenen Spannungen noch in Betracht zu ziehen sein, um sich zu überzeugen, dass ein Uebermaass der Spannungen über das Normale hinaus auch bei dieser Belastungsphase nicht eintritt.

Die Fig. 3 desselben Blattes stellt das Dreifeldersystem als Sprengwerk vor, für welches dieselbe Rechnung gilt.

Die Maximal-Inanspruchnahme der Strebeglieder beträgt

$$\text{im Mittelbogen } y = O_2 \frac{\sin \varphi}{\sin \beta} = 1363 \text{ Ctr.},$$

$$\text{„ Seitenbogen } y = O_1 \frac{\sin \frac{1}{2} \varphi}{\sin \beta} = 682 \text{ „}$$

für das Strebekreuz.

§ 30. Als zweites Exempel zur Berechnung und Darstellung einer Dreibogenbrücke wähle ich das System der Feldlängen  $l$  und  $\frac{1}{2} l$  beziehungsweise für das Mittelfeld und die Seitenfelder, übrigens unter Beibehaltung von  $l = 300$  Fuss für das Mittelfeld,  $f = 15$  Fuss für die Pfeilhöhe, von  $P$  und  $\alpha P$  gleich 5000 und 3000 Ctr. im Mittelfelde.

Aus diesen Daten berechnet sich mit Benützung der Fig. 35 §. 25, welche die Angabe der Biegungskräfte  $O_1$  und  $O_2$  bei partiellen Belastungen enthält, die minimale Wandhöhe bei  $\gamma = \frac{1}{2}$  auf  $\alpha = 24,10$  Fuss und mit diesem Werthe die Spannung des belasteten Mittelbogens

im Scheitel des inneren Stranges mit 0 Ctr.

„ „ „ äusseren „ „ 7284 Ctr.

die Spannung im ledigen Seitenfelde

auf der Mitte des inneren Stranges mit 7065 Ctr.

„ „ „ „ äusseren „ „ 4335 „

Mit der Gegenkette lassen sich die beiderseitigen  $\frac{1}{2}$  Felder unbeschadet der erhaltenen Rechnungsergebnisse auf die Länge des Mittelfeldes ergänzen, womit die Construction auf das Dreibogensystem mit gleichen Feldern zurückgebracht ist. Bei diesem ist sodann noch das Schema der Fig. 37, §. 25 bezüglich des Falles der Belastung der ersten zwei Felder, und der daraus entspringenden Biegungskräfte in Betracht zu nehmen, um die Ueberzeugung zu gewinnen, dass eine Ueberschreitung der Normalspannungen oder Ueberanspruchnahme der bereits nach dem früheren bemessenen Glieder bei dieser Belastungsphase nicht eintritt.

#### Mehrfelder-Bogenbrücken.

§. 31. Von dem Dreibogensysteme zu den Mehrfelderbrücken mit beliebiger Anzahl aneinandergereihter Bogen ist der Uebergang vollzogen, indem man das Dreibogensystem Fig. 1–3, Blatt H, in sich wiederholender Weise zusammenstellt und so das nach Bedarf verlängerte Brückenobject Fig. 4–6 erhält.

Das System Fig. 4 und 5 geht unmittelbar aus der Dreibogenbrücke Fig. 1 und 3 durch Zusammenstellung hervor. Das System Fig. 6 entspricht jenem in Fig. 2 dargestellten.

An diese Art von Mehrfelderbrücken schliesst sich das System Fig. 7 an. Dieses ist hervorgegangen, wie in einem früheren §. gezeigt wurde, aus dem Verhältniss  $\alpha : l = 1 : \infty = 0 : 1$ , im Aufgeben des Versteifungsprinzips mittelst Gitterwandstreben, im Aufgeben der Gitterwand selbst.

Die Spannung der bogenförmigen Versteifungskette bemisst sich für den Fall der Belastung eines Feldes und für den daraus entspringenden Horizontalzug mit Rücksicht auf den Reibungswiderstand im Stützpunkte nächst dem belasteten Felde mit

$$O - R = \frac{P l}{8 f_1} - P (\alpha + \frac{1}{2}) \gamma \dots (56)$$

im Scheitel der Kette; die Tangentialspannung nächst den Widerlagern mit

$$T = \frac{O - R}{\cos \omega}, \dots (57)$$

durch  $f$  die dem Gegenbogen zugehörige Pfeilhöhe, durch  $\omega$  den Ansteigewinkel desselben ausgedrückt.

$$\text{Für } \varphi = 0 \text{ wird } O = \frac{P l}{8 f}$$

$$\text{und } T = \frac{O}{\cos \omega} \text{ sein.}$$

#### Ueber die amerikanischen Eisenbahnen.

Nach einem Berichte des Capitän Douglas Galton, bearbeitet vom Eisenbahn-Inspector Roder in Osnabrück.

(Schluss des auf Seite 163 abgebrochenen Aufsatzes.)

Die auf dem Continente übliche Kuppelung der Wagen durch Ketten und Anbringung der Buffer zwischen den einzelnen Wagen wird in Amerika nicht angewandt und dient statt derselben folgende Vorrichtung:

An jedem Ende der Wagen wird ein Zugeisen befestigt, dessen Kopf sich zu einer Bufferfläche, Bumper genannt, erweitert. Durch die Mitte dieser Fläche geht die eigentliche Kuppelstange, und wird dieselbe durch eingesteckte Bolzen gehalten. Gewöhnlich ist diese Kuppelstange von Schmiedeeisen, man wendet jedoch hölzerne mit Eisen armirte an, um durch den leichtern Querbruch derselben bei etwaigem Entgleisen etc. eines Wagens, die nachfolgenden Wagen nicht mit hinab zu ziehen.

Meistens geht das Zugeisen unter dem ganzen Wagenkörper durch, und ist dasselbe nur bei den besonders guten Wagen mit elliptischen, in jeder Richtung wirkenden und unter der Mitte des Wagens befestigten Federn verbunden.

Da jeder Bolzen im Oehre des Zugeisens nur einen Spielraum von 1" hat, die Entfernung der Vorderfläche der Bumper von einander darnach nur höchstens 2" betragen kann, so ist die ganze Kuppelung als eine sehr starre anzusehen, und hat die Maschine mithin das Trägheitsmoment sämtlicher Wagen des Zuges beim Anziehen zu überwinden, während die europäische Kuppelung ein allmähliges Anziehen der einzelnen Wagen mit bedeutend geringerer Kraftentwicklung gestattet. Alle Personen- und meistens auch die Güterwagen haben Bremsen, welche von jedem Ende des Wagens aus bedient werden können.

Auf der Philadelphia- und Reading-Bahn werden durch einen besondern Mechanismus sämtliche Räder des Zuges bei plötzlicher Verminderung der Geschwindigkeit der Maschine gebremst. Die Personenwagen haben eine Länge von 30 bis 45, ja 60 Fuss, eine Breite von 9 resp. 10 Fuss und eine Höhe von 6 bis 7 Fuss.

Es gibt nur zwei Classen Personenwagen, gewöhnliche Personenwagen und solche für Auswanderer. An jedem Ende des Wagens und zwar in der Mitte der Wand ist eine Thür angebracht, welche auf eine 2½ Fuss breite Plattform mündet. Von dieser Plattform gehen nach beiden Seiten Treppen herab. Das Geländer der Plattform kann entfernt und so eine

Communication zwischen den einzelnen Wagen des ganzen Zuges hergestellt werden. Das Innere eines Wagens bildet einen grossen Raum mit einer Passage von  $1\frac{3}{4}$  bis 2 Fuss in der Mitte und Quersitzen an den Seiten.

Jeder Sitz ist für zwei Passagiere eingerichtet, hat eine Breite von 3' 3" bis 3' 6" und eine Tiefe von 1' 6". Die Bahnen der Sitze können umgeklappt werden, so dass die Reisenden nach Belieben vor- und rückwärts fahren können. Sitz und Lehnen sind gut gepolstert, und befindet sich neben jedem Sitze ein Fenster und darüber ein Ventilator. Grosse Hängenetze sind zur Aufnahme der Reise-Handbagage unter der Decke des Wagens angebracht. Im Winter werden die Wagen durch in der Mitte derselben aufgestellte kleine eiserne Oefen erwärmt, und im Sommer durch in Kühlgefässen aufgestelltes Eiswasser abgekühlt. In einigen Wagen sind bei den Personenzügen Räume von 7' Länge und  $3\frac{1}{2}$ ' Breite als Cabinet für Damen und als Waterclosets abgescheert. Ausserdem sind Schlafstühle auf den grösseren Linien vorgerichtet, für welche doppelte Preise erhoben werden.

Der Staub, hervorgerufen durch die zerreibliche Beschaffenheit des als Bettungsmaterial verwendeten Bodens, verursacht bei Sommerzeiten dem reisenden Publikum die grössten Belästigungen. Zur Abhülfe dieses Missstandes sind vielfache Vorrichtungen ersonnen, von denen nur die auf der New-York- und Erie-Bahn erprobte hier erwähnt werden möge.

Durch einen über die Decke jedes Wagens ausmündenden und gegen die Richtung des Zuges gestellten Windfang wird die Luft in einen Raum gebracht, worin sie durch Wassereinspritzungen (erreicht durch eine Pumpenvorrichtung, welche durch die Wagenachsen getrieben wird) von den Staubtheilen befreit wird.

Diese gereinigte Luft tritt nunmehr in das Innere der Wagen und wird später durch Ventilation wieder daraus entfernt. Die Wagenfenster müssen bei dieser Vorrichtung geschlossen gehalten werden.

Die besonders vorgerichteten Gepäckwagen sind 30 Fuss lang; sie werden aber nicht überall angewendet, da die Amerikaner, auch in dieser Hinsicht praktisch, mit wenigem Gepäck reisen und deshalb ein kleiner in den Personenwagen reservirter Raum meistens zur Bergung des Reisegepäcks ausreicht.

Die Güter- und Vieh-Wagen sind meistens bedeckt, haben eine Länge von 28 bis 30 Fuss und sind stärker als die Personenwagen gebaut.

Wie oben schon gesagt, hat jeder Wagen an seinen beiden Enden Bremsen und kann somit jeder Bremser die Bremse zweier Wagen zugleich bedienen.

Pfeifenschnüre stellen eine Communication zwischen den Wagenbeamten und Locomotivführer her. Die Pfeifenschnüre können bei der festen Zusammenkuppelung der Wagen auf amerikanischen Eisenbahnen sicherer und stets straffer gespannt angebracht werden, wie bei uns. Durch jeden Personenwagen ist zu diesem Zwecke eine in Ringen unter der Decke befestigte Linie gezogen, deren hinausreichende Enden mit Haken versehen sind, durch deren Zusammenziehung die Pfeifenschnur gebildet wird.

Die vorstehend beschriebene Konstruktion der amerikani-

schen Wagen lässt wiederum das Princip, die erste Anschaffung mit möglichst geringen Mitteln zu bestreiten und die Controle über das reisende Publicum zur Einschränkung des Fahrpersonals thunlichst zu erleichtern, leicht erkennen. Trotzdem muss zugegeben werden, dass für die Passagiere jede in jenen Grenzen zulässige Bequemlichkeit erstrebt wird, und dass die eine, überall nur vorhandene Wagenklasse, bei billigeren Fahrpreisen, besser und comfortabler ist, als die 2ten und 3ten Classenwagen auf englischen Bahnen.

Die Hauptvorteile der amerikanischen Wagenconstruction bestehen darin, dass einmal wegen der Anwendung der Wendeschmel starke Curven in den Bahnlinien stattfinden können, dann dass die Bahnlage eine sehr schlechte sein kann, ohne dass die Wagen aussetzen oder das Publicum belästigt wird, und endlich, dass das Eigengewicht der Fuhrwerke im Verhältniss der Tragfähigkeit verhältnissmässig sehr gering ist.

So wiegt unter andern ein Wagen für 60 Personen auf der Baltimore- und Ohio-Bahn nur 7 Tons, während für jene Belastung das Eigengewicht der Wagen auf englischen Bahnen 10 Tons beträgt. Die Güterwagen auf ebengenannter Bahn wiegen 6 Tons bei 9 Tons Belastungsfähigkeit, während diesen Fuhrwerken in England sowohl wie auch in Deutschland ein Wagengewicht, welches nicht viel weniger als das der Beladung ist, gegeben wird.

### Maschinen.

Die amerikanischen Maschinen sind nach gleichen Principien wie die Wagen construiert, da sie ja auch gleiche Hindernisse überwinden müssen. Vor Allem musste die zeitweise sehr schlechte Lage der Bahn berücksichtigt werden. Das Gewicht der Maschine ruht auf 3 möglichst nahe zusammenliegenden Punkten, und zwar das Firebox-Ende auf den Triebachsen und das Rauchkammer-Ende auf einem Wendeschmel über den vordern Laufrädern. Die Triebräder, meistens 4 an der Zahl und zusammengekuppelt, haben einen Durchmesser von 5 bis  $5\frac{1}{2}$  Fuss mit 1' 6" Abstand von einander. Das hintere Paar derselben hat Flanthen, ebenso die vordern Laufräder, während die mittleren Triebräder keine Flanthen haben und nicht conisch sondern cylindrisch abgedreht sind. Nur die Express-Maschinen haben 6füssige gekuppelte Triebräder.

Für Gebirgsbahnen werden Maschinen mit 8 gekuppelten Rädern von  $3\frac{1}{2}$  Fuss Durchmesser angewendet, von welchen jedoch nur das vorderste und hinterste Räderpaar Flanthen hat. Einige dieser Maschinen wiegen 30 Tons.

Die Laufräder der gewöhnlichen Maschinen haben einen Durchmesser von  $2\frac{1}{2}$  bis  $2\frac{3}{4}$  Fuss, bei  $1\frac{1}{2}$  Fuss Abstand von einander. Diese Räder sind aus gehärtetem Gusseisen, wie die Wagenräder, hergestellt, während bei den Triebrädern auf gusseiserne Naben- und Vollspeichen schmiedeeiserne oder, wie oben schon hervorgehoben, Hartguss-Tyres aufgezogen sind.

Bei den meisten Maschinen stösst der Cylindertheil des Kessels nicht rechtwinklig gegen die Firebox, sondern ist durch eine schräge Platte damit verbunden.

Ungeachtet der grossen Kohlenfelder der vereinigten Staaten, welche einen Flächenraum von 130,000 □ Miles einneh-

men, heizt man die Maschinen fast durchgehends mit Holz und geht nur beim Mangel desselben zur Cokesfeuerung über.

Versuche, bituminöse Kohle ohne Vercokung zu brennen, sind vielfach angestellt. In einem Falle wurde die Kohle von oben eingefüllt, um durch die Hitze des Feuers gleich erwärmt zu werden, im andern Falle ist die Firebox in 2 Theile getheilt. Jeder Theil communicirt direct mit den Siederöhren; durch Schieber kann jedoch diese Verbindung aufgehoben werden und ist der Hitzestrom des einen Theils dann gezwungen, durch den andern Theil der Firebox zu gehen und die dort aufgeworfenen frischen Kohlen zu entzünden.

Die mit Holz geheizten Locomotiven haben Funkenfänger und Aschkasten in der Rauchbox. Statt der Bahnräumer führen die amerikanischen Maschinen s. g. Cowcatcher (Kuhfänger), die 3 Zoll über den Schienen herstreichen, und, in Art unserer Schneepflüge construirt, die Bahn reinigen.

Auf jeder Maschine ist eine wenigstens 30pfündige Glocke angebracht, mit welcher der Führer bei Ankunft und Abfahrt, sowie vor dem Passiren von Uebergängen und Bahngeleisen in den Strassen der Städte läutet.

Die Dampfpfeife wird allein als Zeichen zum Bremsen etc. benutzt.

Um die Locomotivführer gegen die Unbilden des Wetters zu schützen und sie auf diese Weise aufmerksamer und dienstfähiger zu erhalten, ist ihr Stand auf der Maschine mit einem nach vorn und nach den Seiten dichten und nur nach dem Tender zu offenen Glaskasten überbaut. Durch leicht zu öffnende Seitenthüren wird die Zugänglichkeit zu den Vordertheilen der Maschinen erreicht.

#### Verwaltung.

Da die Stationen meistens sehr weit von einander entfernt liegen und an denselben angehalten wird, wenn Passagiere zum Mitfahren respect. zum Aussteigen vorhanden sind, und endlich nur eine geringe Anzahl von Personenzügen (täglich 1 bis 2 in jeder Richtung) die Bahn passirt, so wird der Stationsdienst in der Regel als ein Nebengeschäft behandelt.

Die den Zug leitenden Conducteurs (Oberschaffner) geben auf den meisten Bahnen die Fahrбилеты aus, ohne dass sie hierbei genügend controlirt werden. Obgleich aus dieser Maassnahme die grössten Unterschleife entstehen, so findet man doch nur auf einigen Bahnen ein solideres, dem hiesigen Principe sich mehr anschliessendes Billetaussgabe- und Revisions-System.

Die Conducteurs haben ferner die Oberaufsicht über den Zug und seine Bewegungen und stehen zu dem Ende die Stationsvorsteher, der dienstthuende Locomotivführer und Heizer, der Packmeister und die Bremser (je einer für zwei Wagen) unter ihm.

Für Güterzüge werden 3 oder 4 Bremser verwendet.

Bei Trennung der Güterzüge in 2, 3 und 4 Theile, welche mit 15 Minuten Intervall hinter einander herfahren, behält der Conductor des Isten Theiles das Commando über alle folgenden.

Der Lauf der fahrplanmässigen Züge ist durch Zeittafeln festgestellt. Hält ein Zug die Fahrzeit nicht ein, so kann ein

entgegenkommender Zug nach einem Warten von  $\frac{1}{4}$  bis  $\frac{1}{2}$  Stunde abfahren und soll die Bahn frei finden. Nach einem noch schlechteren, auf einigen Bahnen eingeführten Principe können beide Züge einander entgegenfahren, bis sie sich begegnen, und muss der Zug, welcher der Station am nächsten, zurückfahren, um den andern vorbei zu lassen.

Merkwürdig ist es, dass diese zeitraubenden, störenden und höchst gefährlichen Manipulationen nicht allgemein durch die so nahe liegende Herstellung elektrischer Bahntelegraphen beseitigt werden. Nur einige canadische Bahnen haben zur Regelung des Fahrdienstes Bahntelegraphen mit den Morse'schen Schreibapparaten eingeführt.

Der Abgang verschiedener Züge wird vermittelt dieser Telegraphen entweder sämtlichen Stationen mitgetheilt und haben nach diesen Notizen die Conducteurs die Kreuzungen zu verlegen, oder aber obige Mittheilung geht an ein Central-Bureau, und bestimmt der Zugexpedient von dort, nach vorheriger Communication mit den Zugführern, die Kreuzungen auf der Linie.

Sind die einzelnen Bahnlinien zu lang, so werden sie in mehrere Sectionen eingetheilt und auf jeder ein Zugexpedient angestellt.

Die Regulirung der Uhr, die Wagenmeldungen, sowie die Disposition über die Wagen werden ebenfalls täglich durch den Telegraphen vermittelt.

Ein ganz ausgezeichnetes Betriebs-System ist durch Mr. McCallum auf der 550 Miles langen New-York-Erie-Bahn eingeführt, was seiner besonderen Vorzüglichkeit wegen, hier näher erwähnt werden möge.

Die leitende Idee desselben war, dass der verantwortliche Chef einer Bahn täglich die genaueste Kenntniss aller Details des Betriebes bis in die kleinsten Theile besitzen soll.

Dem Gouvernement der Gesellschaft gegenüber ist der Betriebs-Chef allein verantwortlich; unter ihm stehen und sind ihm direct verantwortlich:

1. die Inspections- und Sectionsvorstände, welchen der eigentliche Betriebsdienst obliegt;
2. die Maschinen- u. Reparatur-Werkstätten-Vorstände;
3. die Wagen-Inspectoren;
4. der General-Güteragent; derselbe stellt mit Genehmigung des Betriebs-Chefs die Transportpreise für Güter fest, schliesst desfallsige Contracte mit einzelnen Personen und Gesellschaften ab und erledigt die Reclamationen;
5. der General-Billetagent. Dieser Beamte bestimmt ebenfalls, nach eingeholter höherer Genehmigung, die Personenfahrpreise, schliesst desfallsige Arrangements mit andern Gesellschaften ab und hat den Billetverkauf zu überwachen;
6. der General-Agent für Beschaffung und Ausgabe des Heizmaterials;
7. der Vorstand des Telegraphenwesens, und
8. der Vormann der Brückenreparatur.

Jeder der vorstehend genannten Beamten besitzt in seiner Branche die nöthige Machtvollkommenheit, um seiner Stellung Nachdruck zu verleihen und stellt direct mit Genehmigung des Betriebschefs das ihm wieder verantwortliche Unterpersonal an oder entlässt dasselbe. Hierdurch, namentlich aber durch das bis untenhin durchgeführte Princip, dass jeder

Beamte seinem zunächst Vorgesetzten verantwortlich ist, allein mit diesen zu thun hat und ihn deshalb nicht umgehen kann, ist ein hoher Grad der Disciplin und Subordination erreicht.

Eigenthümlich bei dieser Organisation ist noch die Bestimmung, dass der Inspector oder Stationsvorstand für die volle Ausnutzung der Locomotiven allein verantwortlich ist und der Vorstand des Maschinen-Departements nur die Reparatur derselben zu besorgen hat. (Hierdurch fällt der leider zu oft anderorts dem Maschinisten vom Vorstande derselben geleistet werdende Vorschub in Verweigerung der Mitnahme von Güterwagen weg.)

Obgleich die fernere Bestimmung, dass stündlich dem Betriebs-Chef per Telegraph über die Bewegung der Züge auf allen Bahnen unter Bezeichnung der Gründe für eventuelle Verspätungen Bericht erstattet wird, gewiss eine weitläufige Arbeit ist, so wird dieser Nachtheil doch reichlich durch den grösseren Vortheil aufgewogen, dass jede, andernfalls häufig beschönigte oder übersehene Nachlässigkeit zur Anzeige kommt, derselben nachgeforscht und sie bestraft werden kann.

In den westlichen Staaten werden die Personenzüge mit 20 bis 24 Miles Geschwindigkeit befördert, eine lange Fahrzeit, welche aus dem Principe, dass in einem neuen Lande mit wenigen Verkehrsplätzen es bei der grossen Bahnlänge mehr auf die Sicherheit pünktlicher Ankunft, als auf grosse Geschwindigkeit ankommt, abzuleiten ist.

Die Güterzüge fahren mit ausserordentlich langer Fahrzeit.

Statt der bei uns üblichen Gepäck-Garantieschein-Ausgabe, werden kleine benummerte Bleche an die Gepäckstücke gebunden, deren Duplicat der Reisende empfängt und gegen Rückgabe des Gepäcks am Endpunkte seiner Reise wieder abliefert. Jede Station hat ihre bestimmten Nummern hierbei und werden die benutzten Bleche ihr wieder zugestellt.

Einige Gesellschaften veröffentlichen, um keinen Reclamationen wegen Verspätung der Züge etc. ausgesetzt zu sein, ihre Fahrpläne gar nicht. Francatur durchgehender Güter, wenn eine solche durchgehende Beförderung zwischen mehreren Verwaltungen verabredet ist, ist meistens nicht gestattet, die Fracht wird vielmehr am Bestimmungsorte erst gehoben.

Um sich durch gegenseitige Concurrrenz nicht zu schaden, vereinbaren die Verwaltungen einiger Concurrrenz-Bahnen sich über die zu erhebenden Frachtsätze.

Die Gesellschaften bestellen in allen Gegenden, wo Verkehr zu erwarten ist, Agenten zur Heranziehung von Frachtgütern.

Ein gleiches Verfahren wird bei einigen Bahnen auch mit dem Billetverkauf angewandt, und drängen die hierfür bestellten Agenten, meistens Kaufleute und Gastwirthe, dem Publicum in jeder Weise die Billets auf.

Bei der ausserordentlichen Länge der meisten amerikanischen Bahnen gehen mit nur sehr wenigen Ausnahmen die Fahrzeuge der einen Verwaltung nicht auf die Bahn der andern Gesellschaft über. Die hierdurch entstehenden Umladekosten werden für Güter auf 14 bis 15 Cents geschätzt; für Getreide berechnen sie sich jedoch nur auf 10 Cents.

Die Umladung geschieht diesfalls durch Einladung des Korns aus den Waggons in Kasten, welche mittelst Ket-

ten ohne Ende (Paternosterwerksähnlich) in obere Etagen befördert werden, dort verwogen werden und durch Umkippen das Korn in Röhren auf die Fuhrwerke der andern Verwaltungen laufen lassen.

Die Zuführung der Frachten besorgen, wie schon oben gesagt, Güteragentschaften, welche ihre Geschäfte durch das ganze Land machen, Contracte mit den Bahnverwaltungen abschliessen und von dieser die Transportmittel gestellt erhalten.

Einzelne Verwaltungen haben kürzlich angefangen, den Stückgüterverkehr selbst in die Hand zu nehmen; im Allgemeinen befassen sie sich jedoch nicht damit.

Im Allgemeinen sind die Bahngesellschaften nicht verpflichtet, die Posten mitzunehmen und kann die Beförderung derselben mithin nur nach vorherigem desfallsigen Contractabschluss zwischen der Gesellschaft und dem Oberpostmeister des Staates erreicht werden.

Je nach der Grösse des zu bewältigenden Postverkehrs und der Beförderungs-Geschwindigkeit wird per Mile und Jahr den Bahngesellschaften eine Entschädigung von in maximo 300, 100 und 50 Dollar mit einem Aufschlage von 25% bei Beförderung bei Nacht, geleistet.

## Ueber die absolute Festigkeit der Metalldrähte. \*)

Von Carl Karmarsch.

Es ist eine Thatsache, welche der Verfasser vor längerer Zeit durch eine Reihe von Versuchen ausführlich nachgewiesen hat \*\*), dass der Regel nach — alle sonstigen Umstände, namentlich die Beschaffenheit des Metalls und die Einwirkung der Glühungen zwischen dem Ziehen gleichgesetzt — die Zerreiissfestigkeit eines Drahtes auf gleiche Querschnittsfläche reducirt desto grösser sich herausstellt, je feiner derselbe gezogen ist. So steigert sich beim Eisendrahte durch fortgesetzte Verfeinerung die Festigkeit, für 1 Quadratzoll Querschnittsfläche berechnet, auf das Anderthalbfache und sogar auf das Doppelte, beim Stahl- und Messingdraht auf das 1 $\frac{1}{2}$ -fache, beim Kupferdrahte auf das 1 $\frac{1}{3}$ -fache, beim Feinsilberdrahte auf das 1—3fache, u. s. w. Es lässt sich deshalb ein einziger, durchweg gültiger Festigkeitscoefficient für Drähte aus einer und derselben Metallsorte nicht aufstellen, und die Resultate der vorhandenen Versuche über Festigkeit der Drähte verlieren dadurch ungemein viel an Bequemlichkeit des Gebrauchs, wenn man nach ihnen Schätzungen über die Tragkraft eines Drahtes in bestimmtem Falle ableiten will.

Die Ursache der berührten Erscheinung liegt unstreitig in Folgendem: Wenn ein Draht feiner und feiner gezogen wird, vermindert sich seine Festigkeit — d. h. die zum Abreissen desselben erforderliche Zugkraft — nach Verhältniss seiner Querschnittsfläche oder des Quadrats seines Durchmessers. Zugleich aber findet ein Zuwachs an Festigkeit dadurch statt, dass das Metall zunächst an der Oberfläche, vermöge des Drucks in den Ziehlöchern verdichtet, wohl in der Textur vorthellhaft verändert wird. Da diese Wirkung unmittelbar am Umkreise des Querschnitts vor sich geht, so steht ihre Grösse im Verhältniss dieses Umkreises oder, was eben so viel sagen will, des Durchmessers.

Man darf sich daher die Festigkeit  $F$  eines Drahtes vom Durchmesser  $D$  als aus zwei Theilen zusammengesetzt vorstellen, von welchen der eine von dem Durchmesser, der andere von der zweiten Potenz des Durchmessers abhängig ist; d. h. man kann

$$F = aD^2 + bD$$

setzen, worin  $a$  und  $b$  aus der Erfahrung abgeleitete Coefficienten sind.

Zieht man einen einzelnen Draht für sich in Betrachtung, so gestattet die vorstehende Gleichung unzählig viele Auflösungen, d. h. unzählig viele Werthe für die Coefficienten  $a$  und  $b$ , weil von diesen der eine abnimmt, sowie der andere beliebig vergrössert wird. Sollen aber die Coefficienten für zwei oder gar für viele — dickere und dünnere —

\*) D. d. polyt. Central-BL. aus d. Mitth. d. Gew.-Vereins f. d. K. Hannover, 1859, H. 3.  
\*\*) Jahrbücher des polyt. Instituts in Wien. Bd. 18. Wien 1834 S. 54—115.



Drähte aus demselben Metalle Gültigkeit haben, so sind sie nicht mehr willkürlich, vielmehr bekommen sie alsdann feste Werthe, deren Auffindung mittelst Gleichungen zu geschehen hat, wie die folgenden:

$$F = aD^2 + bD \quad f = ad^2 + bd,$$

worin  $D$  und  $d$  die Durchmesser zweier verglichenen Drähte,  $F$  und  $f$  deren Festigkeiten sind.

Um aus Versuchsergebnissen die Coefficienten  $a$  und  $b$  mit einiger Sicherheit ableiten zu können, muss man die Zerreißungsgewichte einer etwas grösseren Reihe von Drähten sehr verschiedenen Durchmessers und aus möglichst gleich beschaffenem Metalle vor sich haben. Leider entsprechen die in Druckschriften niedergelegten Erfahrungen fast durchaus sehr wenig dieser Forderung; der Verfasser ist deshalb hauptsächlich auf seine eigenen (in der eingangs erwähnten Abhandlung mitgetheilten) Beobachtungen verwiesen, welche sich nicht auf Drähte von bedeutender Dicke erstrecken.

Will man aus einer derartigen Reihe von Festigkeitsbestimmungen die Coefficienten  $a$  und  $b$  herleiten, so hat man die Zahlen, welche der Ausdruck der Festigkeiten sind, alle paarweise ohne Wiederholungen zu combiniren und jedes Paar zur Aufstellung zweier Gleichungen nach der Form

$$F = aD^2 + bD \quad f = ad^2 + bd$$

zu verwenden. Durch Auflösung sämtlicher Gleichungen werden eben so viele Werthe für  $a$  und  $b$  gefunden, als man Paare gehabt hat. Diese Werthe weichen nicht selten bedeutend von einander ab; ja es kommen einzelne Fälle vor, wo sie widersinnig sind, weil  $b$  mit dem Zeichen— (als negative Grösse) auftritt. Jeder einzelne der berechneten Werthe ist richtig für die zwei Drähte, aus deren Zusammenstellung er hervorging, aber deshalb nicht auch richtig für andere Drähte. Das weiter einzuschlagende Verfahren besteht nun darin, unter der ganzen Liste die am nächsten mit einander übereinstimmenden Werthe in möglichst kleiner Anzahl, jedoch so auszuwählen, dass jeder Draht wenigstens Ein Mal darin repräsentirt ist; und endlich hieraus das arithmetische Mittel zu nehmen. Wenn etwa für einen einzelnen Draht die Werthe gar zu bedeutend abweichen, so bekundet dies eine abnorme Beschaffenheit dieses Drahts, und es ist dann besser, ihn ganz bei Seite zu lassen, als durch seine Miteinführung das arithmetische Mittel zum Nachtheil der übrigen Versuche wesentlich zu alteriren.

Mittelst der so gewonnenen durchschnittlichen Coefficienten  $a$  und  $b$  kann man nun die Festigkeit eines Drahts von gegebenem Durchmesser durch die bekannte Gleichung

$$F = aD^2 \times bD$$

berechnen.

Auf diese Weise ermittelt der Verfasser durch eine grosse Anzahl Versuche, über welche in unserer Quelle ausführlich berichtet ist, die in der folgenden Tabelle zusammengestellten Coefficienten, welche unter der Voraussetzung gelten, dass die Drahtdicken in Millimetern und die Festigkeiten in deutschen Pfunden (zu 500 Gramm) ausgedrückt werden:

Arten der Drähte.	Nicht gegläht.			Gegläht.		
	$a$	$b$	$a+b$ o. Festig- keit bei 1 Millim. Dicke	$a$	$b$	$a+b$ o. Festig- keit bei 1 Millim. Dicke
Gold 14karätig . . . .	125	23	148	96	14	110
Stahl . . . . .	100	42	142	90	6	96
Eisen, Clavirsaiten . .	100	36	136	68	10	78
„ beste gewöhnliche Drähte . . . . .	100	25	125	52	6	58
„ gewöhnliche Drähte .	72	36	108	45	10	55
Neusilber (Argentant) .	73	42	115	73	7	80
Silber, 12löthig . . .	79	33	112	51	16	67
Messing, gewöhnl. Drähte	86	16	102	45	11	56
„ Clavirsaiten . . .	79	11	90	55	4	59
Kupfer . . . . .	55	15	70	37	0	37
Platin . . . . .	35	19	54	29	15	44
Silber, fein . . . . .	38	15	53	26	3	29
Gold, fein . . . . .	29	10	39	24	3	27
Zink . . . . .	20	3,5	23,5			
Blei . . . . .	3,8	0	3,8			
„ bis . . . . .	2,5	0	2,5			
durchschnittlich:						
Blei, hartes . . . . .	3,5	0	3,5			
„ weiches . . . . .	2,7	0	2,7			

Diese Tabelle zeigt, dass der Coefficient  $a$  jederzeit sehr viel grösser als der Coefficient  $b$  ist; letzterer wird bei den weichsten Metallen fast oder völlig = Null, so: Blei, ausgeglühtes Kupfer, Zink, geglähtes Feingold, geglähtes Feinsilber.

Durch das Ausglühen der Drähte verkleinern sich beide Coefficienten (— das Neusilber bildet anscheinend eine Ausnahme, welche wahrscheinlich verschwinden wird, wenn man auf Grundlage zahlreicherer Versuche die Coefficienten genauer bestimmen kann —); allein die Verkleinerung ist im Allgemeinen viel bedeutender an  $b$ , so dass von diesem Coefficienten ein geringerer Bruchtheil des Werthes, den er im ungeglühten Drahte gehabt hat, zurückbleibt als von  $a$ .

Deshalb findet zwischen ungeglühten und geglähten Drähten derselben Art, aber von verschiedener Dicke, keineswegs ein constantes Verhältniss der Festigkeiten statt; vielmehr stellt sich die Festigkeit nach dem Ausglühen als ein desto grösserer Theil von der Festigkeit vor dem Ausglühen dar, je dicker der Draht ist. Ein Beispiel mag dies zeigen. Für gewöhnlichen Eisendraht berechnet sich

bei der Dicke	die Festigkeit		Verhältniss
	vor dem Glühen ( $a=72, b=36$ )	nach dem Glühen ( $a=45, b=10$ )	
2 Mill.	360	200	1 : 0,5
1,5 „	216	116,25	1 : 0,54
1 „	108	55	1 : 0,51
0,5 „	36	16,25	1 : 0,45
0,4 „	25,92	11,20	1 : 0,43

Bezieht man, um eine Vergleichung der verschiedenen Metalle in dieser Hinsicht möglich zu machen, das Verhältniss zwischen der Festigkeit vor dem Glühen und jener nach dem Glühen auf Drähte von 1 Millimeter Dicke, so stellt es sich folgendermassen heraus:

Platin . . . . .	1 : 0,81	Eisen, Clavirsaiten . .	1 : 0,57
Gold, 14karätig . . .	1 : 0,74	Messing, gewöhnl. Drähte	1 : 0,55
Neusilber . . . . .	1 : 0,69	Silber fein . . . . .	1 : 0,55
Gold, fein . . . . .	1 : 0,69	Kupfer . . . . .	1 : 0,53
Stahl . . . . .	1 : 0,68	Eisen, gewöhnl. Drähte	1 : 0,51
Messing, Clavirsaiten .	1 : 0,65	„ beste gewöhnl. Drähte	1 : 0,46
Silber, 12löthig . . .	1 : 0,60		

## Mittheilungen des Vereines.

In der Monatsversammlung vom 1. October 1859 legte der Vereinsvorstand Herr Professor L. Förster einen Plan der Stadt Peking vor, welcher von russischen Officieren aufgenommen und vom Archimandriten Hyakinthos Bitschurin nach 14jährigem Aufenthalte in China mit einer ausführlichen Beschreibung veröffentlicht wurde, jedoch nicht in den Buchhandel kam.

Peking liegt nahe dem Meere und der Nordgränze China's in einer sandigen, zum Theil sumpfigen Ebene, umgeben von Gebirgen und cultivirtem Terrain. Ein durch die Stadt geleiteter Canal dient zur Speisung der Gärten und Teiche sowie zur Einfuhr von Lebensmitteln. Die Stadt besteht aus der sogenannten inneren und der äusseren Stadt; die innere bildet ein regelmässiges Quadrat von 40 Li oder 4 Lieues Umfang und umschliesst die sogenannte kaiserliche Stadt von 18 Li Umfang, in welcher wieder die verbotene oder heilige Stadt ein abgesondertes Viereck von 6 Li Umfang bildet. Diese letzte wird von einer ganz rothen Ziegelmauer, gedeckt mit glasierten gelben Ziegeln, dann von einem Canal mit Granitwänden rings umgeben, und enthält die Residenz des Kaisers, der obersten Behörden und zahlreiche ungeheuer prächtige Tempel, Monumente etc.; sie wird auch die rothe Stadt und von den Europäern „der Palast des Kaisers“ genannt.

In der inneren Stadt ist eine Armee von 348,000 Mann, getheilt in 8 Banner, zum Schutze der kaiserl. Residenz untergebracht; 384 Hauptstrassen von 24 Schritt Breite, sämtlich parallel und schnurgerade bis nahe 4000 Klafter lang, und zahllose kleinere Strassen von 12 Schritt Breite durchziehen dieselbe, sich meistens unter rechten Winkeln kreuzend. Die prachtvollen Gebäude und Gartenanlagen der Stadt sind jedoch fast durchaus hinter düsteren Mauern verborgen, und daher in den Strassen nichts zu sehen als ungeheure Massen von ausgebotenen Waaren, und die eckelhafte Unreinlichkeit, welche aus dem gänzlichen Mangel an Abzugscanälen entsteht.

Die äussere Stadt ist eigentlich nur eine Vorstadt der inneren, jedoch so wie diese von hohen Mauern mit Thürmen und Basteien um-

geben; sie wird vom gemeinen Volke und Handelsleuten bewohnt. Die Einwohnerzahl von Peking beträgt nach den neuesten russischen Angaben 1.650,000 Seelen, darunter 348,000 Mann Soldaten und 75,000 Beamte. Zwei russische Klöster bestehen in der inneren Stadt schon seit hundert Jahren.

Herr Professor L. Förster theilte zum Schlusse noch interessante Notizen über die Baukunst und die Gartenanlagen der Chinesen mit.

In der Wochenversammlung am 15. October 1859 hielt der Vereinsvorstand Herr k. k. Professor Ludwig Förster einen Vortrag über die neue Bauordnung für die k. k. Reichshaupt- und Residenzstadt Wien.

In der Wochenversammlung am 22. October 1859 sprach Herr P. Fink über Giffard's selbstthätigen Speiseapparat für Dampfkessel, und theilte eine Berechnung seines Nutzeffectes und seiner Leistung im Vergleiche mit gewöhnlichen Speisepumpen mit.

Der Vereinsvorstand Herr Professor Ludwig Förster legte mehrere interessante Fachschriften vor, unter andern „Donaldson, architectura numismatica“, „Dr. Hübsch, die altchristlichen Kirchen“ und „Dr. Corssen's Vorlegeblätter für Maschinenconstructionen“, und beendete sodann den in der vorhergehenden Versammlung begonnenen Vortrag über die neue Bauordnung für die Stadt Wien, wobei er die wichtigsten Bestimmungen derselben näher erörterte und mit den analogen Vorschriften ausländischer Baugesetze verglich.

In der Wochenversammlung am 29. October 1859 legte das Vereinsmitglied Herr Frederic Paget mehrere Zeichnungen und ein Modell von Seaton's Sattelschiene vor. Diese Schienen werden auf fortlaufenden Längenschwellen befestigt, und gewähren nach der Mittheilung des Herrn Paget eine weit grössere Sicherheit gegen das bei den auf Querschwellen befestigten Schienen unvermeidliche Einbiegen derselben und die dadurch veranlassten Unfälle. Bei der Great-Western Eisenbahn in England hat sich dieses System seit 20 Jahren glänzend bewährt; auch auf anderen englischen Bahnen ist diese Schiene versucht worden, und zwar (wie der „Engineer“ vom 27. Mai 1859 meldet) mit ausgezeichnetem Erfolge. Es entspann sich eine längere Discussion über die Vorzüge dieses Schienensystems, in Folge deren Herr Paget noch weitere detaillirte Mittheilungen über dasselbe zusicherte.

## Protocoll

der Monatsversammlung am 5. November 1859.

Vorsitzender: der Vereinsvorstand Herr k. k. Professor Ludwig Förster.

Gegenwärtig: 57 Mitglieder.

Schriftführer: der Vereinssecretär F. M. Friese.

### Verhandlungen:

1. Das Protocoll der Monatsversammlung vom 1. October 1859 wird verlesen, und zur Bestätigung von den hiezu erwählten zwei Vereinsmitgliedern, den Herren L. Hecker und J. Schönerer unterfertigt.

2. Die Abstimmung über die Aufnahme der am 1. October 1859 vorgeschlagenen Candidaten wird mittelst gedruckter Wahlzettel vorgenommen und hiebei einstimmig als wirkliche Mitglieder erwählt die Herren:

Czenek Joseph von Wartenberg, Ingenieur der k. k. priv. österr. Staatsbahn-Gesellschaft zu Wien.

Filz Rudolph, Ingenieur-Assistent der k. k. priv. österr. Staatsbahn-Gesellschaft zu Wien.

Hladik Carl, Ingenieur der k. k. priv. süd-norddeutschen Verbindungsbahn zu Reichenberg.

Morawetz Moriz, Ingenieur der k. k. priv. süd-norddeutschen Verbindungsbahn zu Pardubitz.

Pauer Franz, Ingenieur-Assistent der k. k. priv. österr. Staatsbahn-Gesellschaft zu Wien.

Schirnhofer Ferdinand, Ingenieur-Eleve der k. k. priv. österr. Staatsbahn-Gesellschaft zu Wien.

Schweigert Leonhard, Strecken-Chef der k. k. priv. Aussig-Teplitzer Eisenbahn zu Teplitz.

3. Der Geschäftsbericht für die Zeit vom 2. October bis 5. November 1859 (betreffend 2 Austrittsanzeigen, nämlich der Herren Johann Kaura, Architect und k. k. Baurevident in Prag, und Max. Gams, Ingenieur-Eleve der k. k. priv. Kaiser-Ferdinands Nordbahn in Wien, und den Vorschlag von 5 Candidaten zur Aufnahme als wirkliche Mitglieder) wird verlesen und ohne Bemerkung zur Kenntniss genommen.

4. Der Vereinssecretär theilt mit, dass in der vorhergehenden Wochenversammlung am 29. October über Einladung des Schillerfest-Comité's beschlossen wurde, dass der Oesterr. Ingenieur-Verein in corpore an dem zur Feier von Friedrich Schiller's hundertjährigem Geburtstage am 8. November 1859 stattfindenden Fackelzuge theilnehmen solle; dass eine ansehnliche Anzahl von Vereinsmitgliedern bereits ihre persönliche Theilnahme hiebei zugesichert habe; dass zur würdigen äusseren Ausstattung des Vereines für diese und ähnliche künftige Gelegenheiten von dem Herrn k. k. Ministerialrath Adalbert Ritter v. Schmid sechs die Fächer des Ingenieur-Vereines darstellende zierlich geschmückte Schilder, und von dem Herrn M. Ficzek ein grosses Vereinsbanner mit dem Bilde des Archimedes auf eigene Kosten angeschafft und dem Vereine als Geschenke gewidmet wurden, und dass endlich auch für die Beschaffung der nöthigen Fackeln und Abzeichen (weissrothe Armbänder und Schärpen) für die am Fackelzuge theilnehmenden Mitglieder, deren Anzahl vorläufig auf 100 angeschlagen wurde, bereits Sorge getragen worden sei.

Der Vereinssecretär wiederholte die in der vorhergehenden Wochenversammlung vorgebrachte Einladung zur Theilnahme am Fackelzuge, wie auch zur Subscription von Beiträgen für die Schiller-Stiftung.

Diese Mittheilungen wurden mit Beifall zur Kenntniss genommen, und bei der sofort eingeleiteten Subscription noch während der Versammlung eine Summe von 98 fl. Oe. W. für die Schiller-Stiftung gezeichnet.

5. Hierauf folgten wissenschaftliche Besprechungen, wobei Herr C. Schau zahlreiche bei einer Bereisung der steyrischen und kärntnerischen Eisenwerke gesammelte Notizen und Erfahrungen über die Betriebsverhältnisse derselben mittheilte.

Hiemit wurde die Sitzung geschlossen.

In der Wochenversammlung am 12. November 1859 hielt Herr Ingenieur Alfred Lenz einen Vortrag über die neuesten Fortschritte in der Construction der Geschütze, mit besonderer Rücksicht auf die gezogenen und die Armstrong'schen Kanonen. Gezogene Kanonen wurden von der englischen Artillerie schon im Krimkriege mit grossem Erfolge angewendet; doch waren diess schwere Geschütze, welche im Felde nicht wohl verwendet werden konnten. Das Trachten der Ingenieure ging seither dahin, Geschütze zu construiren, welche die grösstmögliche Kraft mit der möglichsten Leichtigkeit vereinten, und in dieser Absicht wurden die verschiedensten Materialien und Constructionsweisen versucht und vorgeschlagen.

Betreffend das Materiale erscheinen nur Bronze, Gusseisen, Schmiedeeisen und Stahl zur Herstellung von Kanonen tauglich, da die übrigen vorgeschlagenen Stoffe, z. B. Aluminium-Bronze gegenwärtig wenigstens, hiezu noch nicht practisch anwendbar sind. Die bisher üblichen Bronze- und Gusseisen-Geschütze sind für grössere Kaliber verhältnissmässig zu schwer und selbst minder verlässlich, ein Mangel, welcher mit der Grösse des Kalibers im geometrischen Verhältnisse zunimmt. Der Herr Sprecher zeigte, wie die Widerstandsfähigkeit des Materials beim Geschütze in der unvortheilhaftesten Weise in Anspruch genommen wird, indem die innere Seite des Rohres beinahe anschliesslich in Anspruch genommen wird, und die Festigkeit desselben durch Vergrösserung der Fleischstärke durchaus nicht verhältnissmässig erhöht werden kann. Es handelt sich daher entweder darum, das Materiale oder die Construction so zu ändern, dass der obgenannte Zweck möglichst erreicht werde, und unter den zahlreichen Vorschlägen, welche diessfalls in den letzten Jahren gemacht wurden, verdient die von dem Ingenieur Armstrong erfundene Kanone welche Herr A. Lenz bei dem Erfinder selbst gesehen und untersucht hat, vorzugsweise Beachtung. Dieselbe besteht im Wesentlichen aus zwei in einander geschobenen gleich langen Cylindern von Schmiedeeisen (jeder aus einem spiralförmig gewundenen Stabe über einem Dorne zusammengeschweisst; und der weitere im heissen Zustande über den anderen gezogen), über welche am hinteren Theile noch ein kürzerer ähnlicher Cylinder gezogen ist. Die Züge machen auf die ganze Länge von  $4\frac{1}{2}$  des Rohres eine Windung, und sind 2 Millimeter tief und 4 Millimeter breit

während die vielbesprochenen französischen Kanonen Züge von beiläufig  $3\frac{1}{2}$  Millimeter Tiefe und Breite haben. Geladen wird von rückwärts; zum Zielen dient ein Diopter mit Fadenkreuz, was bei der Tragweite von 27,000 Fuss nicht befremden kann, obgleich es der k. k. österr. Artillerie im Jahre 1849 gelang, mit gewöhnlichen Kanonen und Absehen von Mestre nach Venedig auf mehr als 24,000 Fuss Entfernung zu schiessen.

Herr k. k. Sectionsrath P. Rittinger theilte hierauf einige Erfahrungen über Treppenröste mit, unter specieller Rücksicht auf die Anweisung, welche von dem königl. Preuss. Bergamte in Saarbrücken für die Construction derselben behufs der Dampfkesselheizung erlassen wurde (Eisenbahnzeitung 1859 Nr. 37—38). Die Fläche des Treppenrostes wird in dieser Anweisung auf  $\frac{1}{10}$  der zu beheizenden Kesselfläche angesetzt; der Herr Sprecher kennt jedoch Fälle, wo sie nur  $\frac{1}{25}$  beträgt, und glaubt, dass das Verhältniss von  $\frac{1}{25}$  genügen dürfte. Dabei wird die Länge des Rostes gewöhnlich constant, beiläufig zu 5' eingerichtet, und die Breite dem Bedarfe angepasst. Die Stäbe ruhen bei uns meistens auf Unterlagen mit Nasen; in Saarbrücken gibt man aber den Stäben selbst Ansätze, durch welche ihre Distanz von einander bestimmt wird, und wobei während des Betriebes leicht jeder Stab herausgezogen werden kann. Die Neigung des Rostes wird in Saarbrücken zu  $1\frac{1}{2}:1$  (beiläufig 34 Grade) angegeben; da aber bei dieser Neigung die Kohlen schwerer abrollen, erachtet der Herr Sprecher die in Oesterreich übliche Neigung von  $40^\circ$  für zweckmässiger. Das Abschliessen des Treppenrostes geschieht bei uns gewöhnlich durch eine Art von Planrost, dessen Stäbe beim Räumen herausgezogen werden. Da der hiedurch veranlasste Luftzutritt sehr nachtheilig auf die Heizung und den Kessel selbst einwirkt, so empfiehlt der Herr Sprecher, 6—8 Zoll unter dem Treppenroste eine gemauerte Bank anzubringen, auf welcher sich von der Feuerung eine Halde von Asche bildet, wodurch der Luftzutritt verhindert und das Räumen wesentlich erleichtert wird, — eine Einrichtung, welche nach den Angaben des Herrn Sprechers in der Zuckerfabrik zu Sellowitz mit vollkommen entsprechendem Erfolge eingeführt wurde.

Die Entfernung des Treppenrostes vom untersten Ende des Trichters soll nur 4, höchstens 6 Zoll messen. Ein wesentlicher Punct ist endlich, dass der Dampfkessel nicht unmittelbar über der Feuerung liege, sondern Feuerungsraum und Heizraum von einander getrennt seien.

In der Wochenversammlung am 19. November 1859 legte der Vereinsvorstand Herr Professor L. Förster die Portraits der jüngst verstorbenen berühmten Ingenieure Brunel und Stephenson in zwei grossen und kostbaren englischen Stahlstichen mit dem Beifügen vor, dass er dieselben dem Oesterr. Ingenieur-Vereine als Geschenke widme, und in der folgenden Wochenversammlung über das Leben und Wirken dieser grossen Ingenieure sprechen werde.

Vereinsmitglied F. M. Fries stellte folgenden Antrag:

Sie haben hochgeehrte Herren! die 6 schönen Banner gesehen, welche der Gründer und unermüdete Wohltäter des Vereines, Herr Ministerialrath Ritter v. Schmid, uns zum Geschenke gebracht hat. Diese Banner stellen die Hauptfächer des Oesterr. Ingenieur-Vereines in idealen Bildern dar. Ich muss hiebei bemerken, dass der grossmüthige Geschenkgeber bei der Widmung dieser Banner einen besonderen Nachdruck darauf legte, dass auf denselben die einzelnen Fächer unseres Vereines nicht — wie anderseitig beantragt wurde — durch blosse Aufschrif-

ten, sondern durch Bilder von Werken unserer Fachgenossen bezeichnet würden, welche freilich der drängenden Zeit wegen nur symbolisch gegeben werden konnten. Offenbar ging unser hochverehrter Gönner von der Ansicht aus, dass der Oesterr. Ingenieur-Verein nicht durch blosse Worte, sondern durch seine eigenen Werke gekennzeichnet werden solle.

Könnten wir diese Idee nicht weiter verfolgen? Könnten wir nicht vom Idealen zur Wirklichkeit übergehen, und die ausgezeichneten Werke und Leistungen der Mitglieder unseres Vereines in einer Reihe von Bildern sammeln, welche nicht blos unserem Versammlungssaale zum ehrenvollen Schmucke dienen, sondern uns allen die fortdauernde erhebende Erinnerung an die grossen Werke jener Männer bewahren würden, welche der noch so junge Oesterr. Ingenieur-Verein unter seine Mitglieder zählt?

Ich glaube, ein solches Unternehmen würde für uns ebenso würdig und ehrenvoll sein, als es leicht auszuführen ist.

Es handelt sich nur darum die wichtigen Werke und Leistungen unserer Vereinsmitglieder kennen zu lernen, und dann dieselben in entsprechender Weise darzustellen.

Das Erste, die Kenntniss, kann wohl nirgends mit grösserer Zuversicht erwartet werden, als in Ihrer Mitte, hochgeehrte Herren!; die bildliche Darstellung wird aber im Allgemeinen sehr geringen Schwierigkeiten unterliegen.

Ich erlaube mir daher folgende Anträge zu stellen:

1. Sie wollen beschliessen, dass die wichtigen Werke und Leistungen der Mitglieder unseres Vereines in einer Reihe von Schildern bildlich dargestellt werden sollen.

2. Sie wollen einen Ausschuss wählen, welcher die Ausführung dieses Beschlusses einzuleiten und über den Fortgang von Zeit zu Zeit Bericht zu erstatten hätte.

Die Beschlussfassung über diesen Antrag wurde der nächsten Monatsversammlung vorbehalten.

In der Wochenversammlung am 26. November 1859 hielt der Vereinsvorstand Herr Professor Ludwig Förster den angekündigten Vortrag über Leben und Wirken der Ingenieure Brunel und Stephenson. \*)

In der Wochenversammlung am 3. December 1859 (die auf den ersten Sonnabend jeden Monats fallende Monatsversammlung konnte nicht abgehalten werden, weil die zur Beschlussfähigkeit einer solchen statutenmässig erforderliche Anzahl von Mitgliedern nicht erschienen war) sprach Herr Pius Fink, Ingenieur der priv. Oesterr. Staatseisenbahn-Gesellschaft, über das Werk: Theoretisch-practischer Lehrgang der Axonometrie als Zeichenmethode von Rob. Schmidt, Leipzig 1859, indem er eine Inhaltsübersicht desselben gab, und die in demselben empfohlenen Methoden mit anderen älteren und neueren Darstellungsmethoden verglich.

Herr Emil Kuhn, Ingenieur der priv. Kaiserin-Elisabethbahn sprach sodann über die von Herrn k. k. Ingenieur Jos. Langer vorgeschlagenen bogenförmigen Gitterbrücken, indem er nachzuweisen suchte, dass die von dem Erfinder angegebenen Material- und Kosten-Ersparungen gegenüber anderen Gitterbrücken nicht stichhältig seien.

\*) Die Redaction hofft die sen Vortrag, dessen Mittheilung Herr Professor Förster freundlichst zugesagt hat, im nächsten Hefte bringen zu können.

## Berichtigungen zu dem Aufsatz: „Ueber die Construction der Gasglocken“

im 5. u. 6. Hefte, 1859.

Seite 94, Spalte links Zeile 13 von unten statt:  $\frac{1}{2} r \sin \text{vers } \frac{\alpha}{r} \frac{2}{\pi} G \text{ arc cos } \frac{x}{r}$  lies:  $r \sin \text{vers } \frac{\alpha}{2} \cdot \frac{2}{\pi} G \text{ arc cos } \frac{x}{r}$ .

Auch ist überall später statt  $\frac{rG}{\pi}$ ,  $\frac{2rG}{\pi}$  zu verstehen, daher:

„ 94. „ rechts „ 9 „ oben „ des Factors  $\frac{1}{r^2}$  in dem Ausdrucke von  $\epsilon$ , lies:  $\frac{1}{r^2}$ .

„ 94. „ „ letzte Zeile „ 0,15502 lies:  $\frac{0,15502}{er}$ .

„ 95, Zeile 7 in, beiden Spalten statt: des Factors 1,16979 lies: 2,32758.

„ 95, Spalte links Zeile 11, 13, 15 von unten sind sämmtliche zweiten Coefficienten doppelt zu nehmen.

„ 95, „ rechts, Zeile 13 „ „ statt: 6 lies: 6. Eben so in der folgenden Spalte.

„ 96, „ links, „ 7 „ „ „  $r \sin \text{vers } \frac{\alpha}{2} = r \text{ arc cos } \frac{r-z}{r} = z$ , lies:  $r \sin \text{vers } \frac{\alpha}{2} = \frac{1}{2} r \text{ arc cos } \frac{r-z}{r} = \frac{1}{2} z$ .

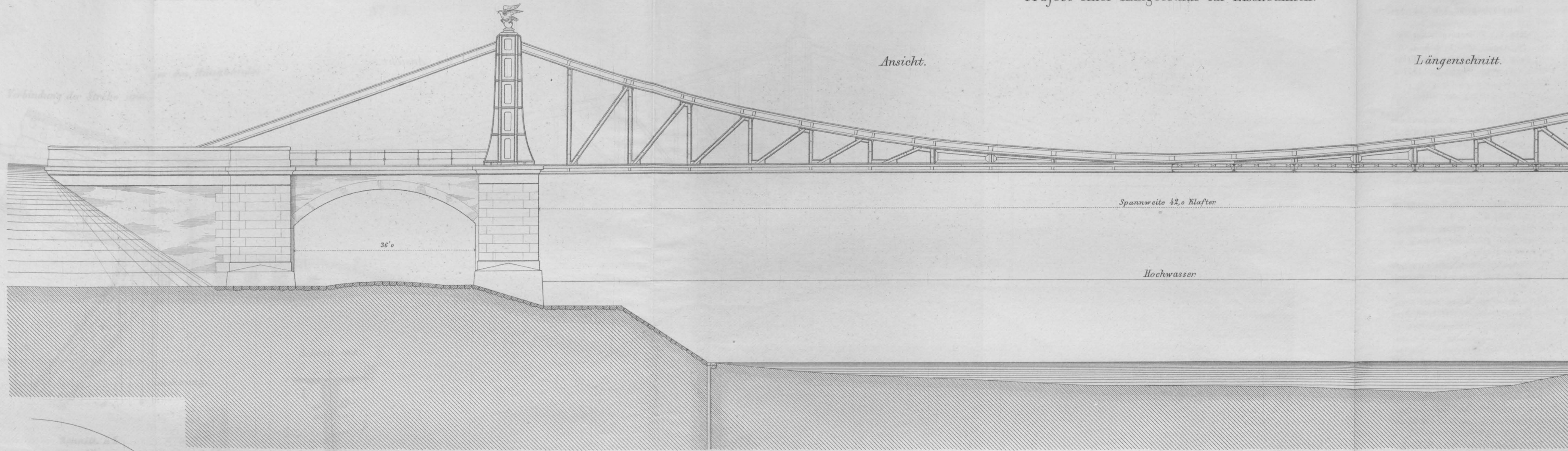
„ 99, „ rechts „ 7 „ „ oben „  $13^\circ 16'$  lies:  $35^\circ 16'$ .



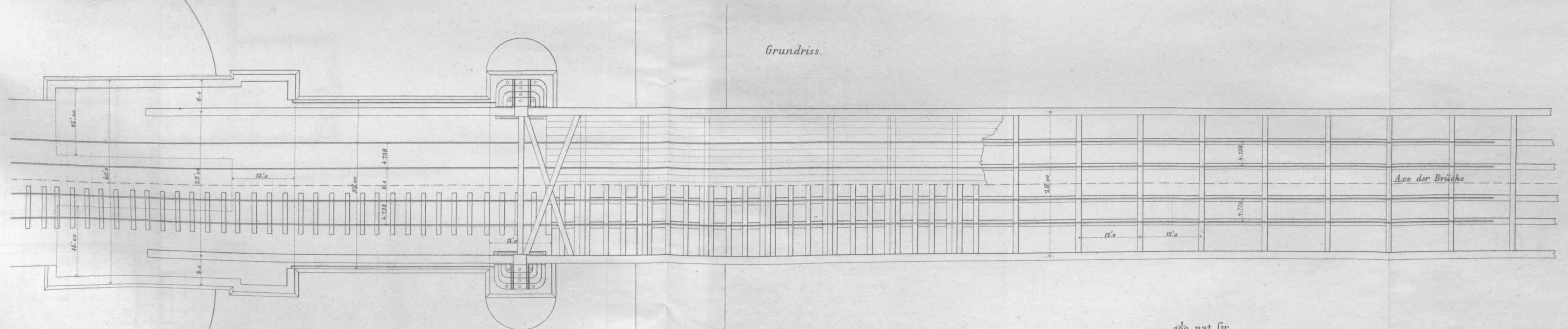
Project einer Hängebrücke für Eisenbahnen.

Ansicht.

Längenschnitt.



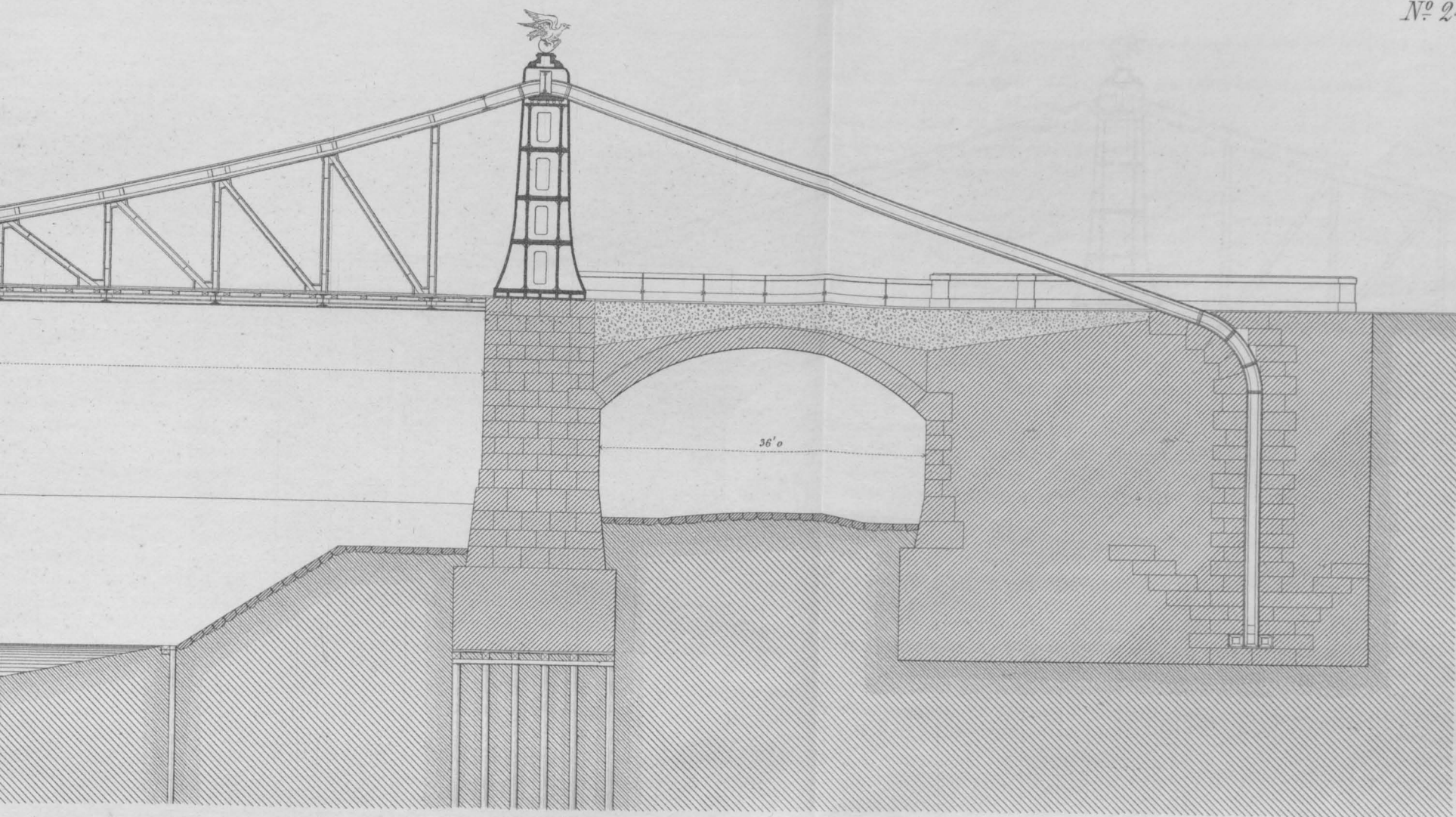
Grundriss.



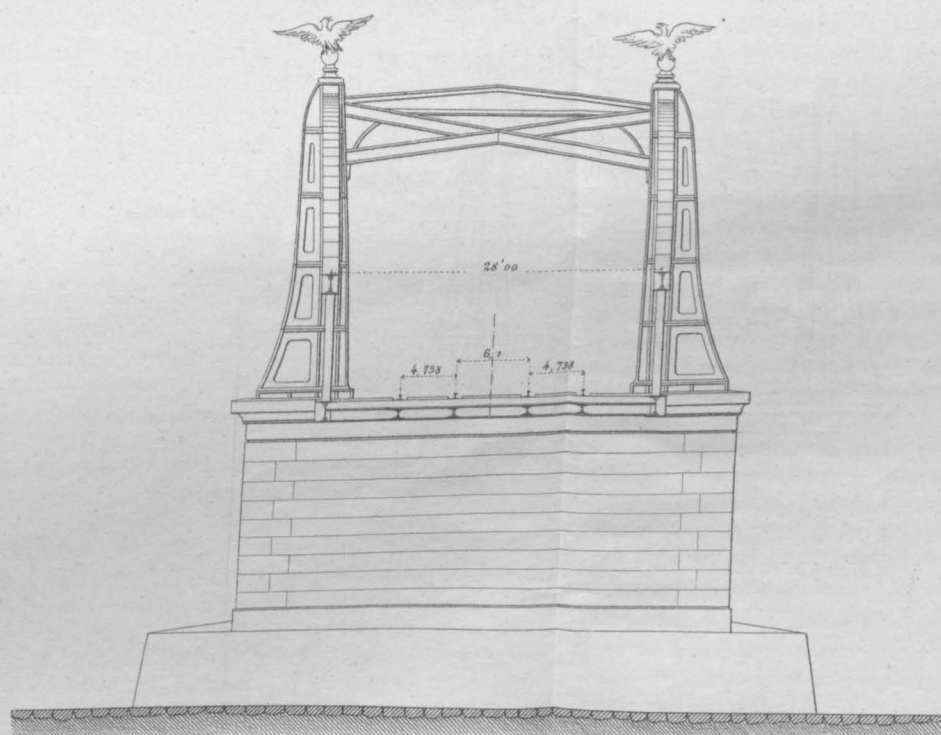
$\frac{1}{200}$  nat. Gr.

10 5 0 10 20 30 40 50 60 70 80 W. Fuss.





Querschnitt.



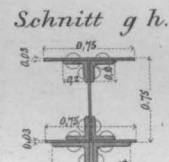
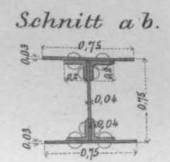
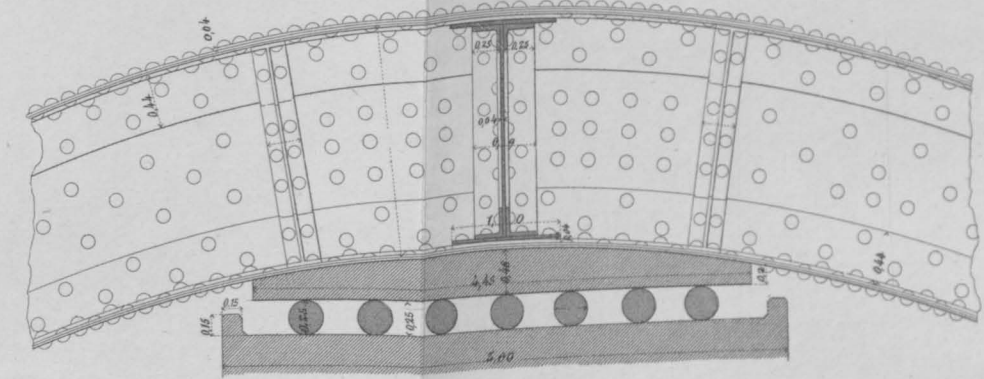
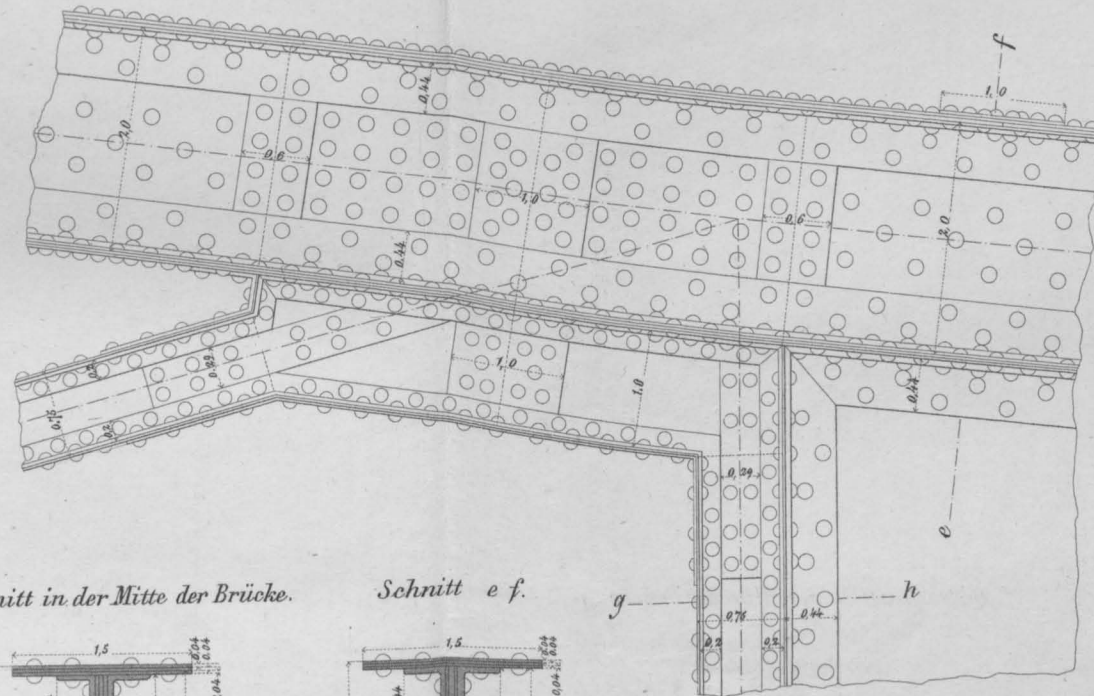
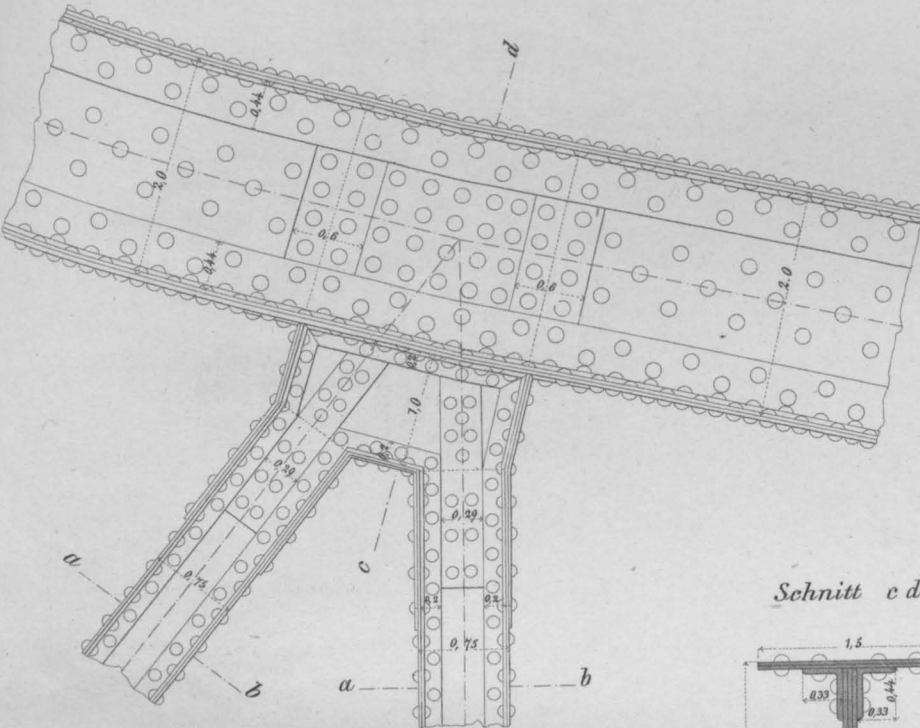


Project einer Hängebrücke für Eisenbahnen.

Verbindung der Strebe und Hängsäule mit dem Hängband im Punkte IX.

Verbindung der Strebe und Hängsäule mit dem Hängband im Punkte IV.

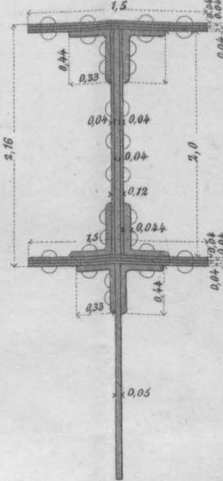
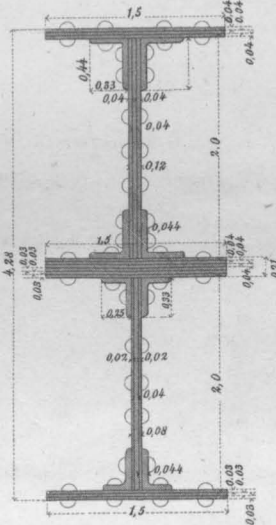
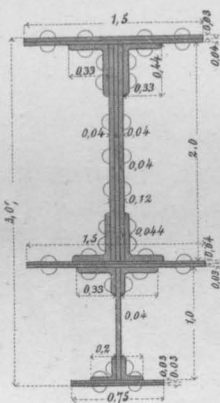
Auflager des Hängbandes.



Schnitt e d.

Querschnitt in der Mitte der Brücke.

Schnitt e f.

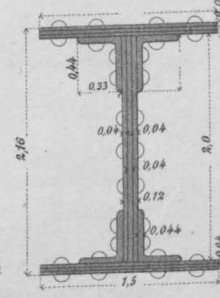
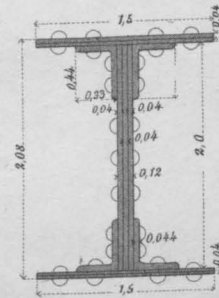
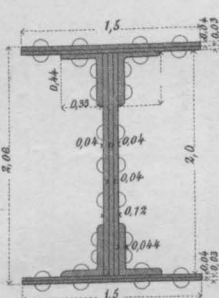


Querschnitt des Hängbandes

von X bis VIII,

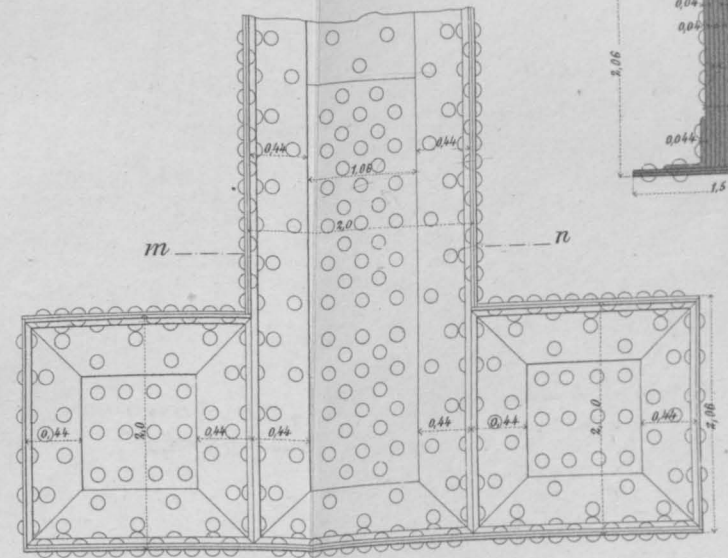
von VIII bis VI,

von VI bis 0.

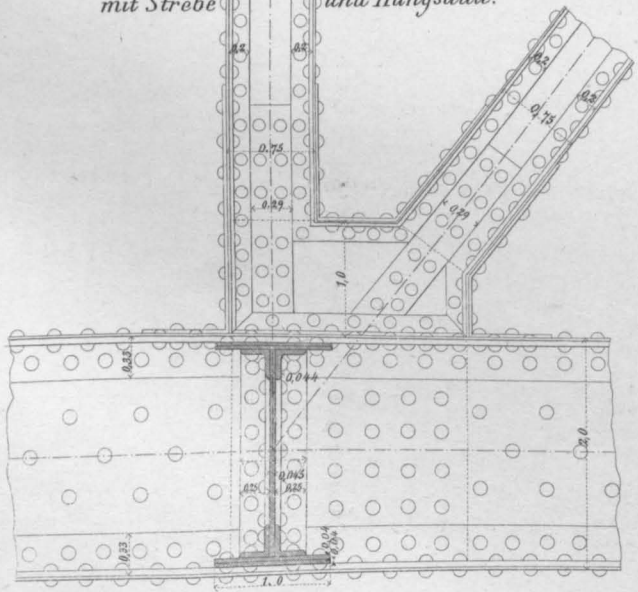


Verankerung.

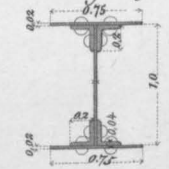
Schnitt m n.



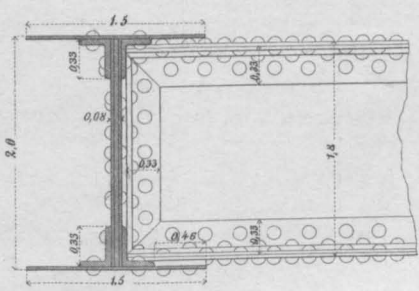
Verbindung des untern Längsbandes mit Strebe



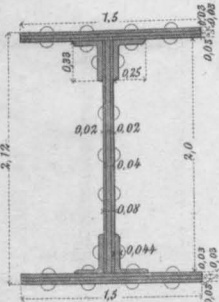
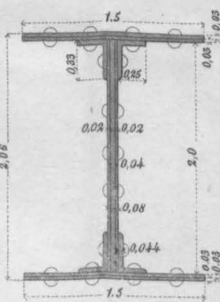
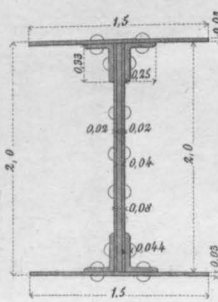
Querschnitt des Langträgers.



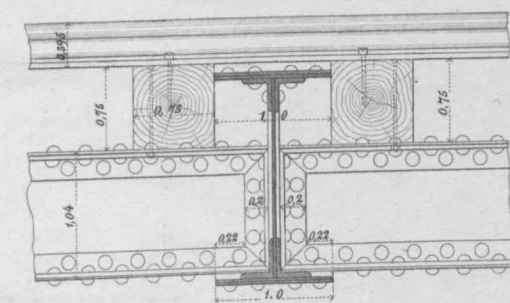
Verbindung des Querträgers mit dem untern Längsband.



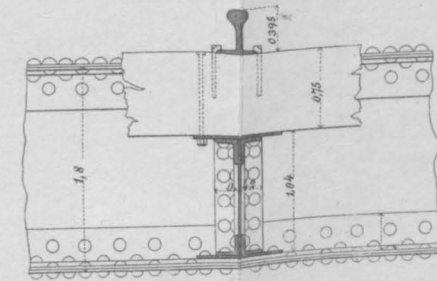
Querschnitt des untern Längsbandes von X bis VII, von VII bis IV, von IV bis 0.



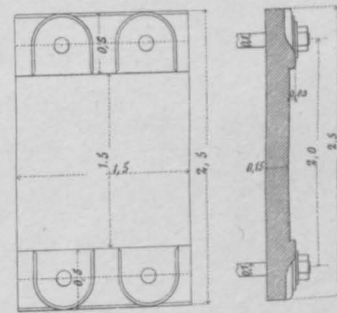
Verbindung des Querträgers mit dem Langträger Ansicht.



Schnitt.



Auflag-Platte des untern Längsbandes



Die Coten sind in Fussen und Zehn-Theilen desselben angegeben.



# Project einer Hängebrücke für Eisenbahnen.

Darstellung des Systems mit denjenigen Maximal-Kräften in Centnern, nach welchen die Querschnitte der einzelnen Theile berechnet wurden.

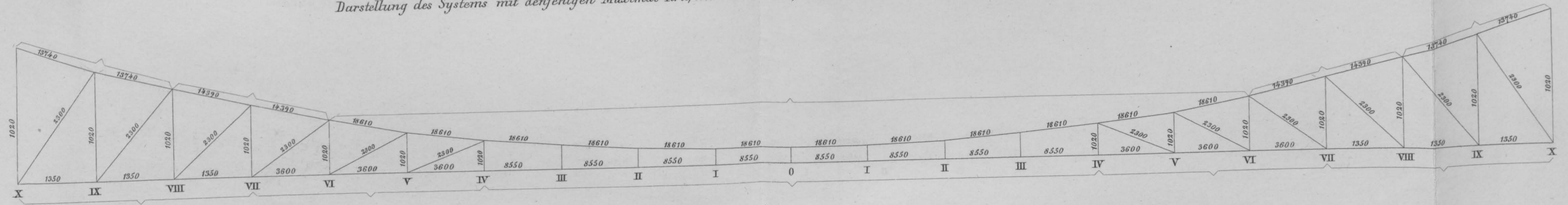
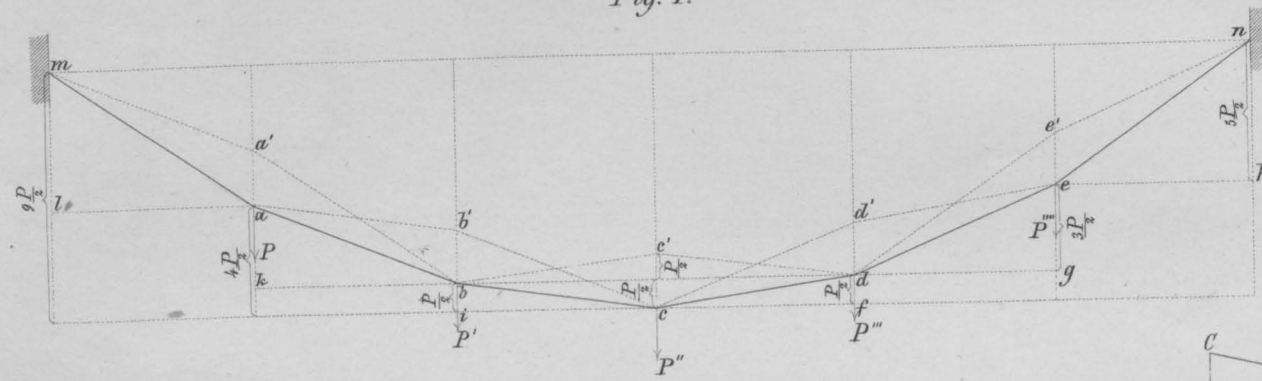


Fig. 1.



Dreieck  $cd'f \cong deg$   
 $dge \cong enh$

Fig. 2.

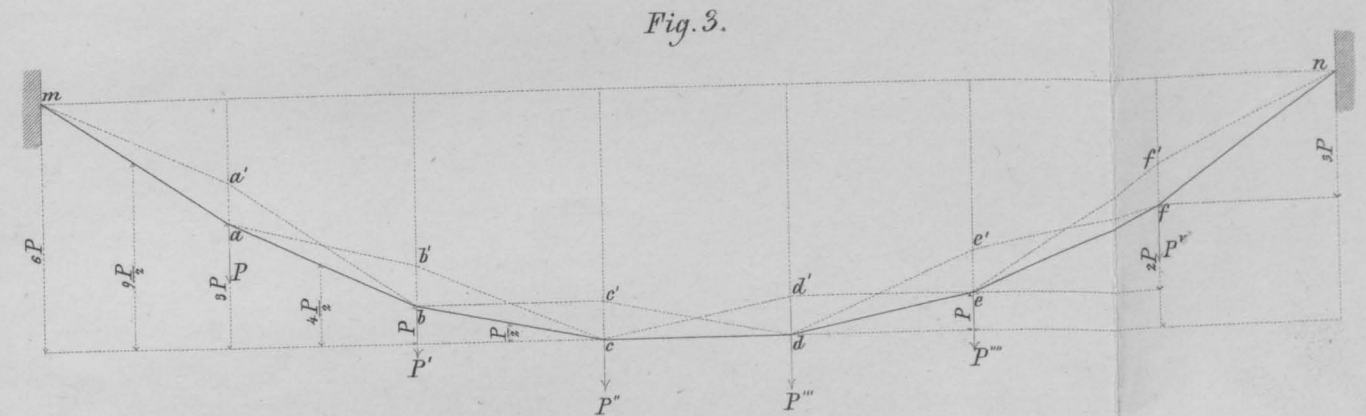


Fig. 3.

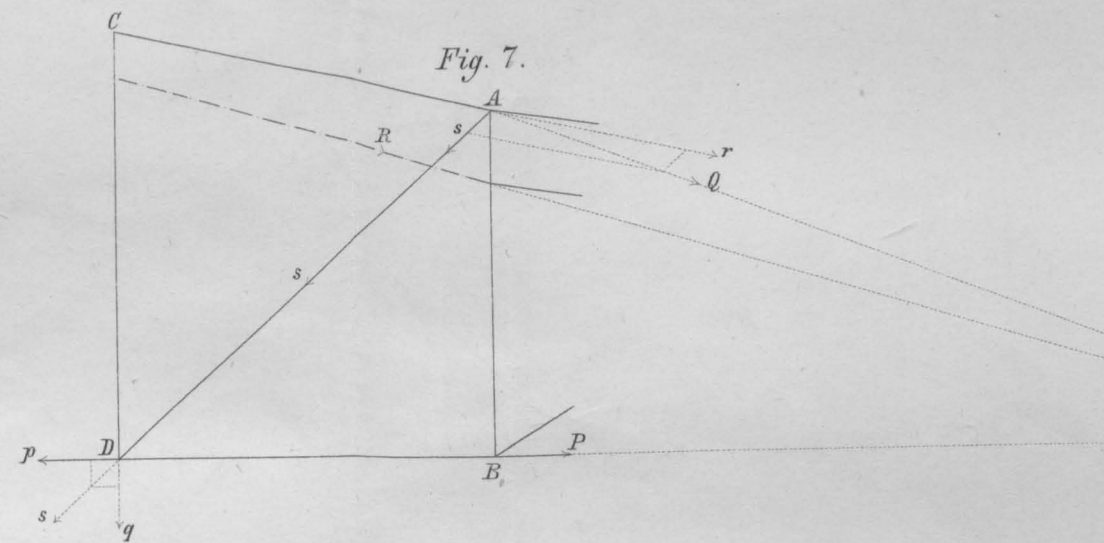


Fig. 4.

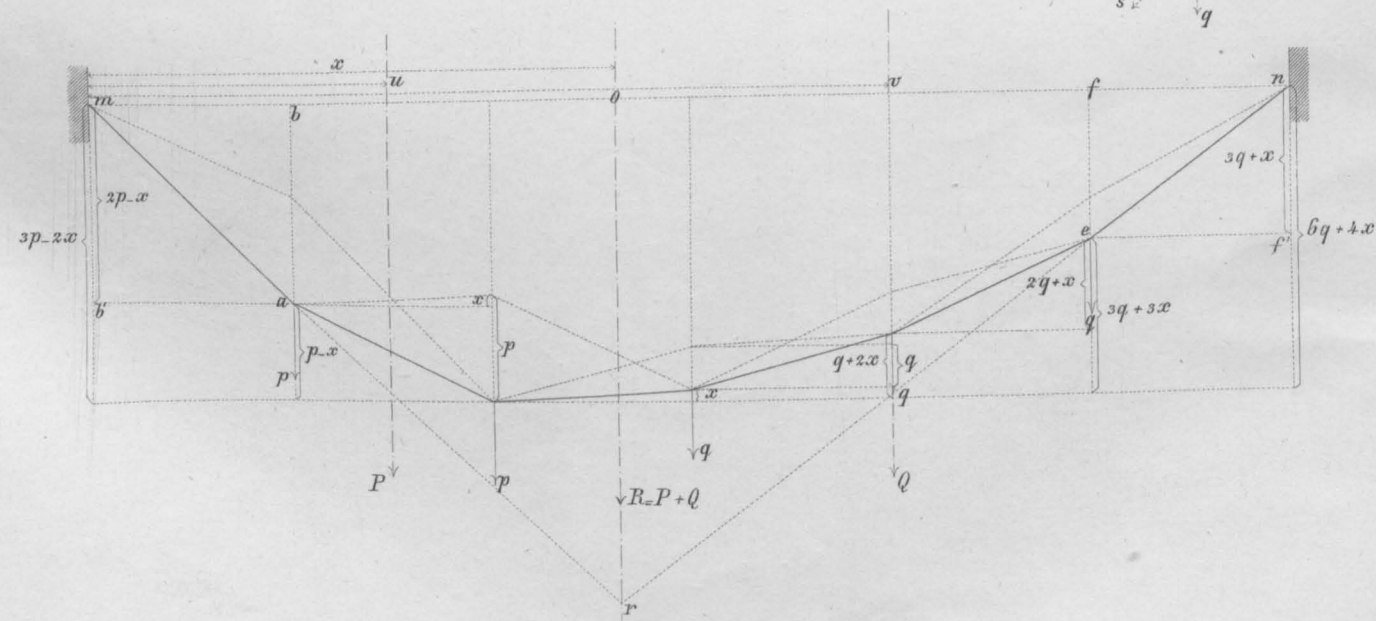


Fig. 5.

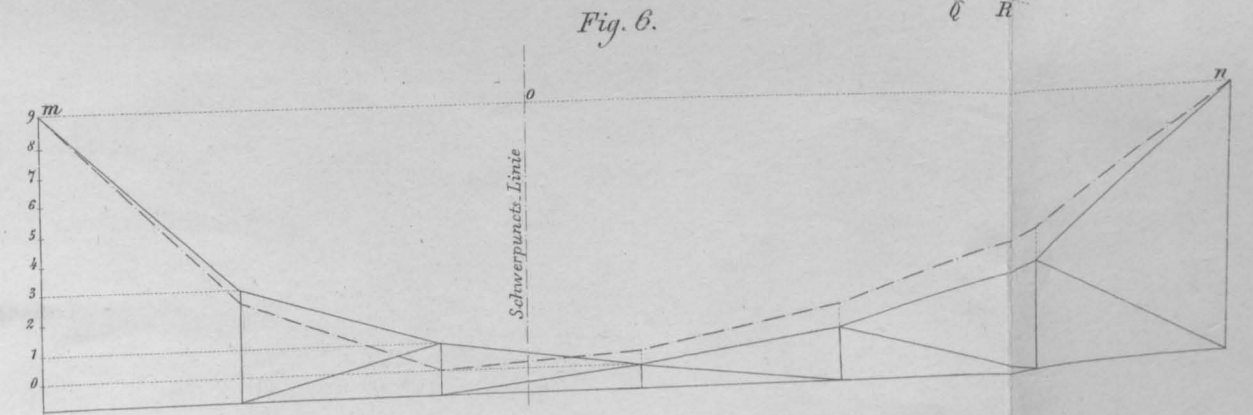


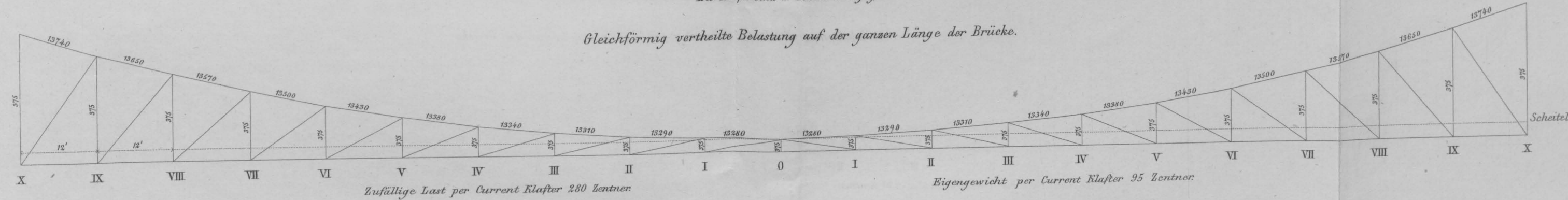
Fig. 6.



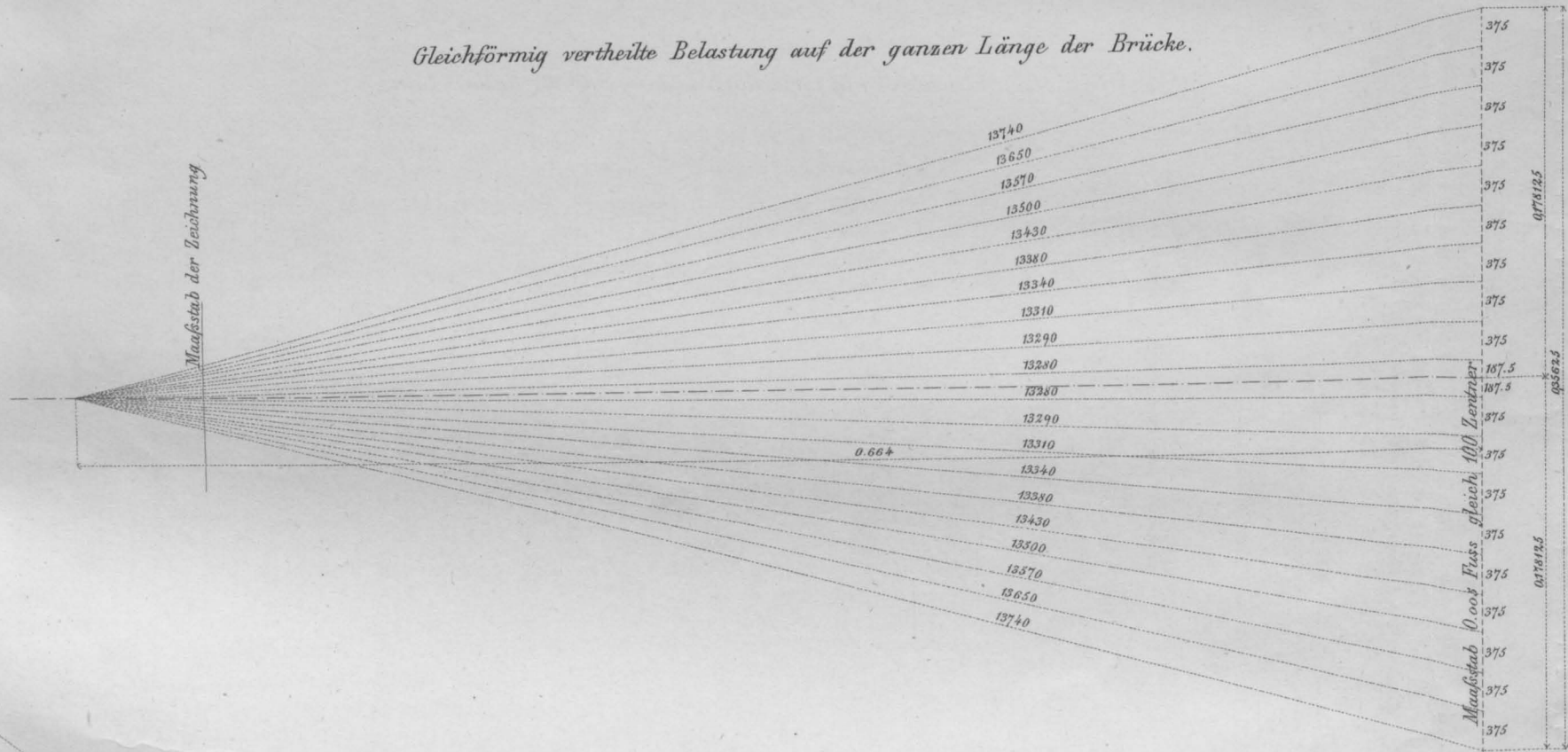
Project einer Hängebrücke für Eisenbahnen.

Grafische Darstellung der Drücke und Züge in dem Hängband, untern horizontalen Längsband, in den Hängsäulen und Streben.  
Die Kräfte sind in Zentnern angegeben.

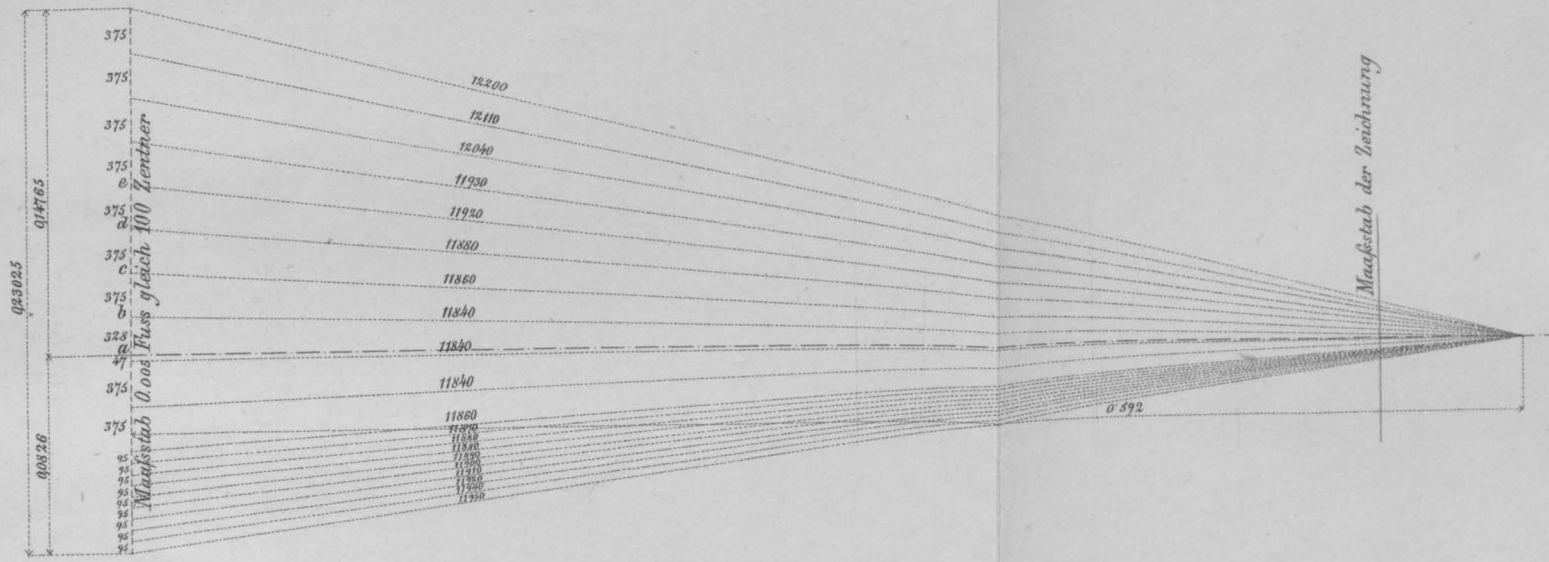
Gleichförmig vertheilte Belastung auf der ganzen Länge der Brücke.



Gleichförmig vertheilte Belastung auf der ganzen Länge der Brücke.



Gleichförmig vertheilte Belastung auf der halben Länge der Brücke.



Gleichförmig vertheilte Belastung auf der halben Länge der Brücke.

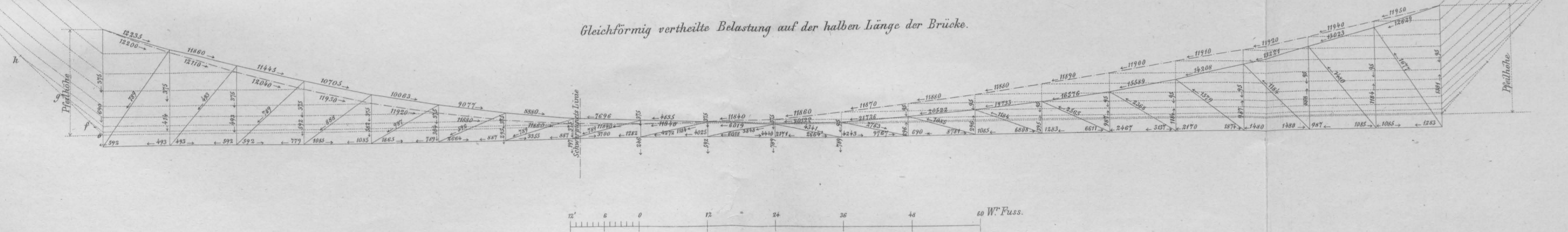


Fig. 1.  
 $a : L = 1 : 50.$

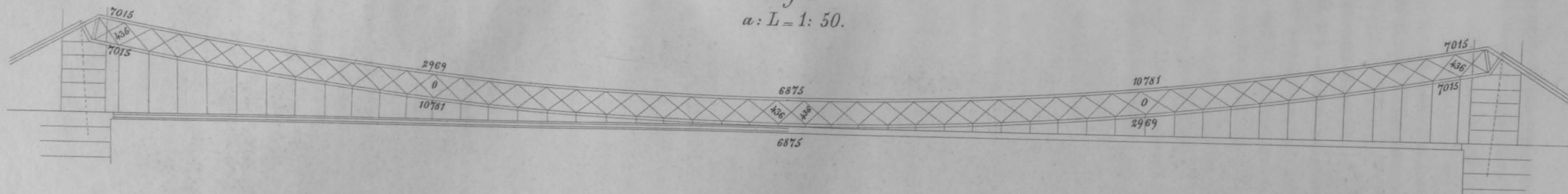


Fig. 2.  
 $a : L = 1 : 75.$

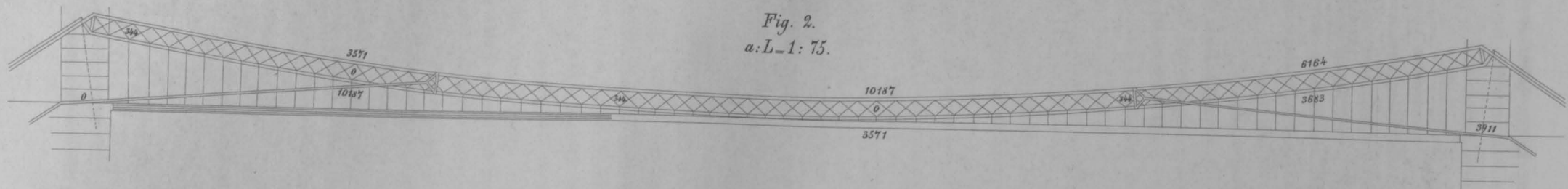


Fig. 3.  
 $a : L = 1 : 150.$

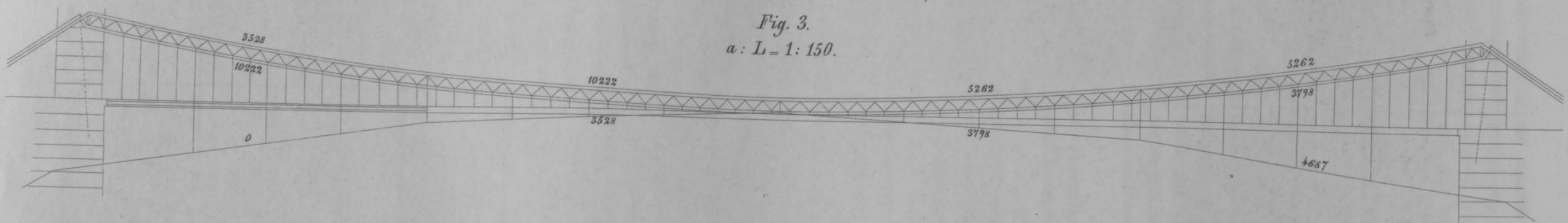


Fig. 4.  
 $a : L = 1 : \infty$

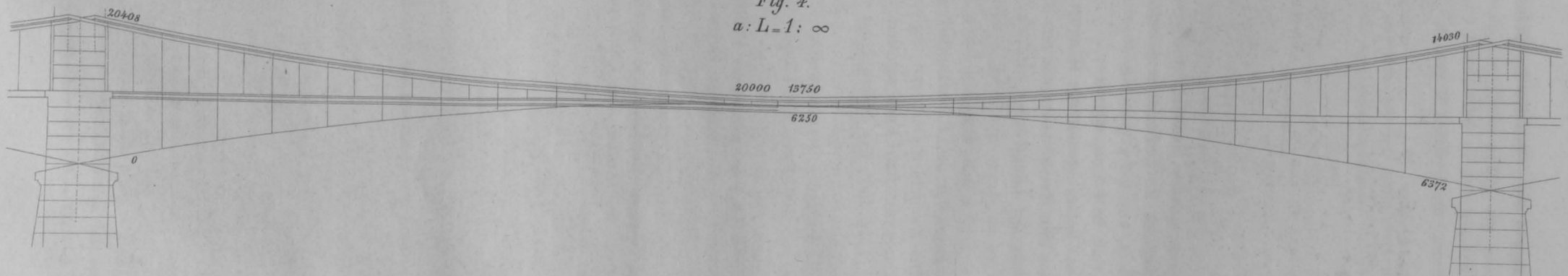




Fig. 1

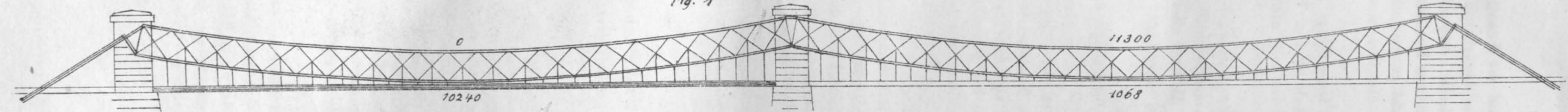


Fig. 2

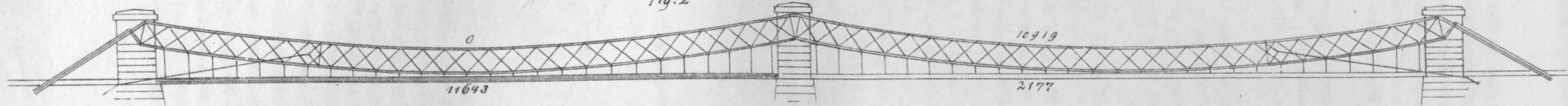


Fig. 3

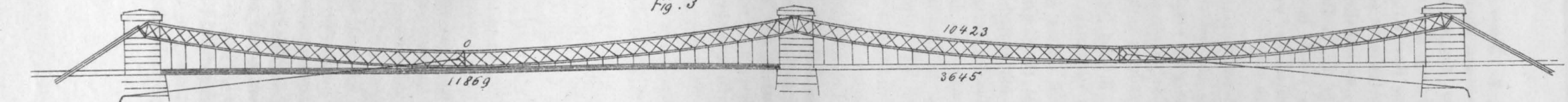


Fig. 4

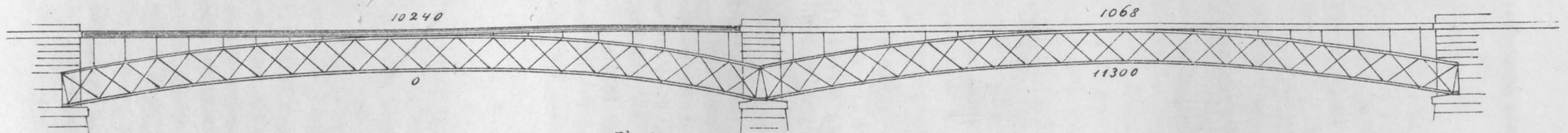


Fig. 5

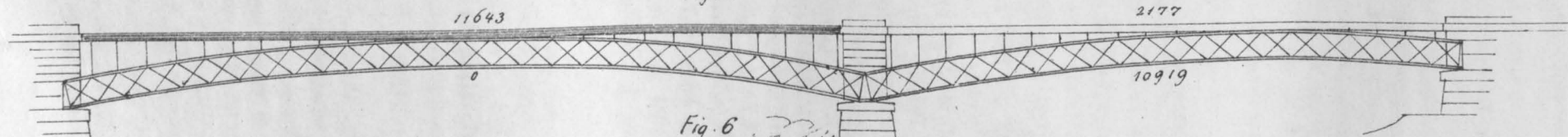


Fig. 6

